



Relatório de Pesquisa Final

Estudo da influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos asfálticos.

Cliente: Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre – CONCEPA

Documento N° 10-0003


Setembro de 2010

Relatório de pesquisa preparado por Cibermétrica Equipamentos e Serviços LTDA.

Avenida Brigadeiro Luis Antônio nº383 - cj.402. São Paulo/SP

CNPJ 06.231.335/0001-05

Preparado por: Ângela Gaio Graeff e Rodrigo Maluf Barella

 **Prime**
Engenharia e Consultoria

A Prime Engenharia considera o conteúdo deste relatório correto até a data de sua edição. Assim, todo e qualquer tópico abordado que seja dependente de normatização e/ou legislação deve sempre ser verificado para a versão mais atual dos mesmos quando de consultas futuras a este relatório. Fatores como preço, custo, taxas, composições e outras variáveis regulatórias utilizados neste documento também devem ser consideradas como referência-base a data de sua edição.

Não se considera que este relatório seja exaustivo a todos os detalhes técnicos do conteúdo tratado, da mesma forma que não cobre todos os produtos e especificações disponíveis no mercado nacional e/ou internacional. Apesar de um cauteloso trabalho para certificar-se da precisão no assunto tratado, a Prime Engenharia não pode aceitar responsabilidade ou ser julgada por perdas ou danos causados pela utilização das informações contidas neste documento.

1	INTRODUÇÃO.....	4
1.1	HISTÓRICO, IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	5
1.2	OBJETIVOS.....	6
1.2.1	Objetivos Gerais.....	6
1.2.2	Objetivos Específicos	6
1.3	DESENVOLVIMENTO DO PROJETO.....	7
1.3.1	Métodos e Técnicas a serem Utilizadas.....	7
1.4	ATIVIDADES DA PESQUISA	9
1.5	ESTRUTURA DO RELATÓRIO	10
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1	RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.....	13
2.2	MODELOS DE COMPORTAMENTO REVERSÍVEL DE MATERIAIS GRANULARES	15
2.3	MODELOS NÃO-LINEARES ELÁSTICOS PARA MATERIAIS GRANULARES.....	18
2.4	LEVANTAMENTO DE DEFLEXÕES EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	25
2.4.1	Levantamento defletoométrico via Viga Benkelman	25
2.4.2	Levantamento defletoométrico via <i>Falling Weight Deflectometer</i> (FWD).....	27
2.5	RETRO-ANÁLISE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.....	29
2.5.1	Métodos iterativos de retro-análise.....	30
2.5.2	Axissimetria na retro-análise via FWD.....	31
2.6	LEVANTAMENTO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS..	32
2.6.1	Configuração das deformações permanentes em pavimentos flexíveis.....	32
2.6.2	Métodos para medida de deformações permanentes.....	34
2.7	ANÁLISE MECANÍSTICA DE PAVIMENTOS: MODELAGEM NUMÉRICA.....	35
2.7.1	Respostas estruturais mais importantes na estrutura	36
2.7.2	Modelagem numérica via Abaqus®	37
3	DADOS DE CAMPO LEVANTADOS	40
3.1	DADOS DE DEFLEXÃO – ÉPOCA SECA	40
3.2	DADOS DE DEFLEXÃO – ÉPOCA CHUVOSA	40
3.3	DADOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA A ÉPOCA SECA.....	41
3.4	DADOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA A ÉPOCA CHUVOSA.....	42

4	RETRO-ANÁLISES.....	44
4.1	INVESTIGAÇÃO DA ESTRUTURA.....	44
4.2	O EVERCALC 5.0® E TRATAMENTO DOS DADOS PARA RETRO-ANÁLISE	45
4.3	RETRO-ANÁLISE DAS DEFLEXÕES DA ÉPOCA CHUVOSA	48
4.4	RETRO-ANÁLISE DAS DEFLEXÕES DA ÉPOCA SECA	55
5	AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE NÃO-LINEARIDADE - ANÁLISES MECANÍSTICAS	59
5.1	ESTUDO DO MÓDULO EQUIVALENTE DA CAMADA GRANULAR (E_{2EQ}):	60
5.2	ESTUDO DA TENSÃO HIDROSTÁTICA EQUIVALENTE DA CAMADA GRANULAR (θ_{2EQ}): 62	
5.3	ESTUDO DA DEFLEXÃO MÁXIMA (D_0):.....	63
5.4	ESTUDO DOS FATORES K E N DA BACIA DE DEFLEXÕES:	65
6	RELAÇÃO DA NÃO-LINEARIDADE COM DEFORMAÇÕES PERMANENTES.....	68
6.1	INFLUÊNCIA NAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES NA CAMADA DE REVESTIMENTO: 68	
6.2	INFLUÊNCIA NAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES NA CAMADA DE BASE:.....	71
7	ANÁLISES MECANÍSTICAS: ESTUDO DAS DEFLEXÕES	73
7.1	ESTUDO DAS DEFLEXÕES MÁXIMAS CALCULADAS.....	74
7.2	ESTUDO DA FORMA DAS BACIAS CALCULADAS.....	75
7.3	ESTUDO DO RAIOS DE CURVATURA DAS BACIAS CALCULADAS.....	76
7.4	ESTUDO DOS MÓDULOS RETROANALISADOS DA BASE	77
7.5	ESTUDO DA RAZÃO MODULAR REVESTIMENTO-BASE CALCULADA	78
8	ANÁLISES MECANÍSTICAS: ESTUDO DAS TENSÕES.....	79
8.1	ESTUDO DA TENSÃO DE TRAÇÃO NA BASE DO REVESTIMENTO.....	79
8.2	ESTUDO DA TENSÃO DE TRAÇÃO VERTICAL DE COMPRESSÃO NO TOPO DO SUBLEITO	80
9	DISCUSSÃO SOBRE A CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES DO HDM-4.....	81
10	CONCLUSÕES FINAIS.....	84

1 INTRODUÇÃO

1.1 HISTÓRICO, IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A Teoria da Elasticidade tem sido empregada para a análise de pavimentos baseada nos conceitos da mecânica há muitos anos. Tal teoria foi desenvolvida, no seu estágio mais complexo, para um material genérico anisotrópico. Entretanto, é costumeiro considerar os materiais empregados em pavimentação como isotrópicos. Assim, são apenas necessários dois parâmetros constitutivos para descrever o comportamento tensão-deformação do material. O par mais empregado é o módulo de elasticidade (Módulo de Young, E) e o coeficiente de Poisson (ν). Tais parâmetros são utilizados para a formulação da Lei de generalizada de Hooke, que por sua vez é empregada no problema de contorno da teoria da elasticidade, descrito pela equação de Navier.

Baseado neste conhecimento, Boussinesq em 1885 formulou um grupo de equações para cálculo das tensões, deformações e deflexões de um espaço semi-infinito composto de um material homogêneo, isotrópico e linear-elástico quando solicitado por uma carga pontual. Mais tarde, em 1912, Love formulou a solução analítica para um caso de carga distribuída – semelhante ao carregamento gerado pela interação pneu-pavimento, através da integração das equações de Boussinesq.

Com o passar do tempo, soluções analíticas para meios estratificados com duas camadas compostas de materiais lineares-elásticos, homogêneos e isotrópicos foram sendo desenvolvidas, no qual os conceitos de módulo equivalente, espessura equivalente, entre outros foram aparecendo. Entre estas soluções, destacam-se as soluções de Barber e Palmer (1940), Ivanov (1946) e Odemark (1949).

Soluções com conceitos mais avançados que as anteriormente mencionadas consideravam a existência de três camadas elásticas, no qual se destaca a pioneira solução de Burmister (1945), aliadas com o advento de sistemas computadorizados, foram o grande salto para o desenvolvimento do cálculo de soluções mais complexas, onde podia-se considerar um número maior de camadas e configurações mais complexas de cargas de eixo. Programas computacionais como o BISAR (Shell), ELSYM (Universidade de Berkley, Califórnia), mePADS (CSIR, África do Sul), entre outros, foram os precursores da onda de softwares empregados em análise de pavimentos.

Muitos destes sistemas são ainda freqüentemente utilizados e constituem grande parte das técnicas atuais de análise para pavimentos. Muitos dos métodos de retro-análise de bacias deflectométricas consideram o pavimento como um sistema de multicamadas elástico-linear para determinação das propriedades das camadas, onde se busca o módulo de Young de cada uma delas assumindo-se um determinado valor de coeficiente de Poisson. Como efeito desta hipótese simplificadora, as análises de pavimentos existentes acabam por sofrer uma severa simplificação do seu funcionamento, o que acarreta em erros em uma análise. Tanto as análises de estruturas novas, quanto às existentes, podem ser sensivelmente melhoradas com a adequada consideração do modelo constitutivo de cada material.

Os materiais puramente elásticos não apresentam no seu comportamento qualquer relação com deformações permanentes. Não existe qualquer relação entre deformações elásticas e permanentes devido à distribuição de energia interna no material: enquanto materiais elásticos armazenam toda a energia em si em forma de energia potencial, materiais cujas deformações não são reversíveis dissipam toda esta energia.

Desta forma, os deslocamentos resilientes provenientes de análises lineares-elásticas são equivocadamente relacionados com o comportamento à deformação plástica dos materiais. A conhecida relação entre a deformação resiliente no topo do subleito para avaliação da resistência à deformação permanente dos pavimentos faz uma consideração simplista equivocada; mas que é ainda difundida por vários métodos de projeto de pavimentos.

Focando-se no caso dos materiais granulares, vários pesquisadores vem há anos elaborando modelos elásticos não-lineares e elasto-plásticos para tais materiais. Uzan, Chazallon, Lekarp, Werkmeister, Tutumluer, entre outros, apresentam estudos que mostram a influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos. No Brasil, Guimarães, Casagrande, Malysz, entre outros, também mostram a importância do desempenho dos materiais granulares empregados na pavimentação.

Evidencia-se, assim, a importância do estudo da influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos asfálticos. Acredita-se que os resultados obtidos são de grande auxílio na escolha de técnicas adequadas de retro-análise da rigidez das camadas dos pavimentos flexíveis, principalmente aquelas realizadas com FWD, dado a sua precisão e acurácia na medição da bacia de deflexões.

Adicionalmente, será possível, com a conclusão da pesquisa, fazer a verificação do impacto da sensibilidade dos modelos de previsão de afundamento de trilha de roda em função tanto da não-linearidade dos materiais granulares quanto também dos valores obtidos através da retro-análise de FWD com estes novos modelos. Esta verificação será feita adiante com o uso de modernos softwares como HDM-4 e/ou AASHTO Design Guide 2002, os quais apresentam potenciais de calibração dos modelos de previsão de desempenho.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Gerais

Esta pesquisa tem por principal objetivo investigar o efeito do comportamento elástico não-linear de materiais granulares e seu efeito no desempenho de pavimentos flexíveis.

1.2.2 Objetivos Específicos

Sabe-se que os materiais granulares apresentam um comportamento elástico não-linear. Historicamente, este comportamento é simplificado dada a sua complexidade de análise.

A consideração da não-linearidade, no entanto, é importante para uma correta análise do comportamento tensão/deformação dos pavimentos, essencial para um projeto adequado tanto na fase de concepção quanto nas análises de desempenho para manutenção do mesmo. Neste sentido, os seguintes objetivos específicos são propostos:

1. Investigar modelos não-lineares adequados à modelagem do comportamento mecânico de materiais granulares utilizados em camadas de pavimentos flexíveis.
2. Verificar a influência do uso de modelos não-lineares para camadas granulares na retro-análise da rigidez das camadas de um pavimento.
3. Analisar o impacto dos parâmetros derivados dos estudos supracitados na previsão de desempenho dos pavimentos em relação ao desenvolvimento de deformação plástica.

1.3 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

1.3.1 Métodos e Técnicas a serem Utilizadas

O desenvolvimento do projeto proposto foi iniciado com trabalhos de pesquisa bibliográfica acerca dos modelos constitutivos elásticos não-lineares para a modelagem do comportamento dos materiais granulares. Foram investigadas as diferenças entre os modelos disponíveis na literatura nacional e internacional, tais como: k-teta, modelo de Boyce, modelo de Uzan, modelo K-G, entre outros.

Foi dada então continuidade à pesquisa com uma avaliação numérica dos modelos pesquisados através da modelagem com o uso de ferramentas computacionais do tipo “método de elementos finitos”. Utilizou-se o programa Abaqus® seja para a realização destas análises. Salienta-se, no entanto, que a incorporação de modelos constitutivos em pacotes computacionais é extremamente morosa e complexa, levando muitas vezes a restrições de tempo que podem inviabilizar um projeto de curta duração, fato pelo qual, simplificações tiveram de ser feitas. Estas análises permitem sobretudo a comparação do comportamento dos diversos modelos pesquisados, evidenciados suas vantagens e desvantagens.

Foram efetuados na pesquisa levantamentos deflectométricos com FWD em um trecho da rodovia sob concessão da CONCEPA para que se coletassem dados de bacias de deformação que permitam a retro-análise de resultados considerando-se as camadas granulares com comportamento elástico-não linear. Para tanto, foram utilizadas ferramentas de retro-análise que possuam minimamente um modelo k-teta, uma vez que a realização de retro-análise como modelos mais complexos é ainda extremamente complicado, se não inviável. Utilizou-se o Evercalc, do pacote Everseries, para esta tarefa. Foi ainda realizada a identificação das estruturas ensaiadas nesta etapa. Isto foi alcançado por meio de pesquisa nos históricos da Concessionária e também por meio de abertura de janelas de inspeção em alguns pontos.

Para que se pudesse identificar claramente a variação da não-linearidade dos materiais, estes levantamentos foram repetidos em duas estações distintas do ano: um durante a estação chuvosa e outro durante a estação seca. Segundo dados obtidos pelo Instituto

Nacional de Meteorologia do Brasil – INMET, deverá ser realizado um levantamento durante o mês de Abril e um no mês de Agosto, uma vez que estes correspondem, respectivamente, ao período mais seco e ao período úmido. A Figura 1 ilustra os dados de precipitação pluviométrica média para Porto Alegre entre os anos de 1961 e 1990.

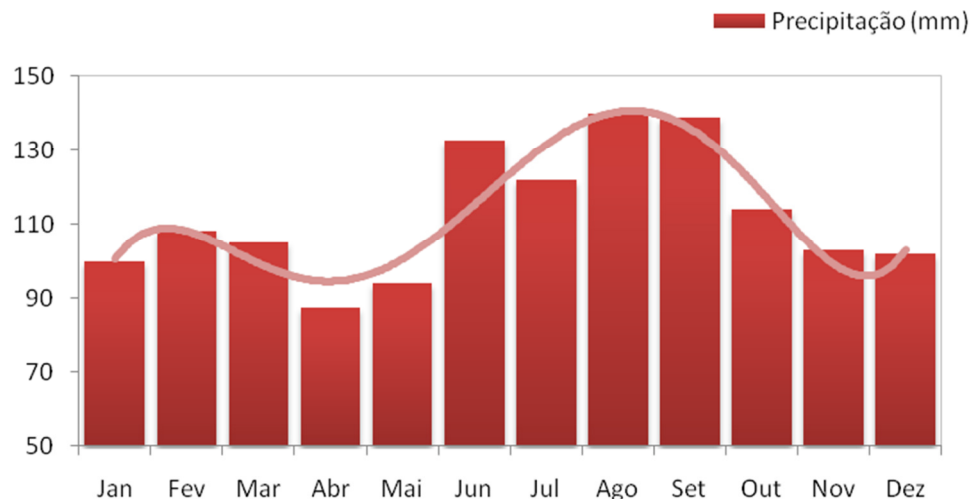


Figura 1 – Precipitação média em Porto Alegre entre os anos de 1961 e 1990. (Fonte: INMET)

Com os dados das retro-análises coletados, foram realizadas um análise mecanística dos pavimentos seguindo os modelos lineares tradicionais em comparação com modelos identificados nesta pesquisa. Isto permitiu quantificar a variação do estado de tensões nos pavimentos quando calculadas com ambos os diferentes modelos constitutivos.

As análises mecanísticas serão seguidas de um estudo da sensibilidade de modelos de previsão de desempenho em função da deformação permanente de pavimentos flexíveis no relatório final desta pesquisa. Modelos como aquele incorporado pelo HDM-4, utilizam fatores de calibração (K_{rpd} no HDM-4) que ajudam os modelos a refinarem a determinação da deformação plástica em revestimentos asfálticos.

Pelo fato de alguns destes modelos não serem sensíveis aos parâmetros estruturais das camadas envolvidas, a exemplo do referido modelo utilizado pelo HDM-4, indicado pela Equação abaixo, é vital que o fator de calibração seja obtido da forma mais adequada possível. Para tanto, espera-se utilizar os modelos implementados no novo Guia da AASHTO de 2002 (MEPDG) para verificar a influência dos coeficientes de não-linearidade dos materiais granulares na previsão de deformação permanente, e posteriormente, avaliar a possibilidade de utilizar tais dados na calibração de modelos como aquele adotado pelo HDM-4., mostrado na equação 1:

$$\Delta RDPD = K_{rpd} CDS^3 a_0 S h^{\alpha_1} H S^{\alpha_2} Y E^4 \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$\Delta RDPD$	aumento incremental da deformação plástica no ano de análise (mm)
CDS	indicador dos defeitos de construção para superfícies asfálticas
YE4	Número de operação de eixos padrão equivalentes ao ano (milhões/faixa)
Sh	velocidade dos veículos pesados (km/h)
HS	espessura total de revestimento asfáltico (mm)
K_{rpd}	fator de calibração para deformação plástica

Isto é de grande importância dado ao elevado potencial de uso de ferramentas de gerenciamento de rodovias como o HDM-4. Muitos dos programas de gerenciamento de pavimentos são fortemente embasados em modelos desenvolvidos com pesquisas realizadas pelo Banco Mundial. Desta forma, uma adequada calibração destes modelos é indispensável para realização de análises mais corretas.

Assim, para que se possa proceder a esta calibração, deverá ainda ser realizado no mesmo segmento da rodovia um levantamento do afundamento de trilha de roda em paralelo aos levantamentos deflectométricos. Estes dados, em conjunto com aqueles disponíveis no banco de dados da concessionária, irão permitir a realização do processo de calibração.

Tais levantamentos devem ser efetuados nos mesmos períodos, uma vez que a condição estrutural revelada pelos levantamentos de FWD será utilizada nos modelos de previsão de desempenho. Idealmente, o projeto deveria estender-se por um período de tempo mais longo para que a calibração apresentasse um maior nível de confiabilidade.

1.4 ATIVIDADES DA PESQUISA

Abaixo se elencam as atividades desenvolvidas com sua ordem cronológica:

1. Pesquisa Bibliográfica - *Junho 2009 a Novembro 2009 (continuamente em andamento)*
2. Avaliação Numérica - *Julho e Agosto 2009*
3. Realização dos Ensaio Deflectométricos - *Setembro 2009*
4. Realização dos Ensaio de Deformação Permanente - *Agosto 2009*
5. Investigação da Estrutura do Pavimento - *Setembro 2009*
6. Retro-análise de dados FWD - *Setembro e Outubro 2009*
7. Análise Mecanística das Estruturas Testadas - *Outubro 2009 a Fevereiro 2010*
8. Estudo da Sensibilidade de modelos de previsão de desempenho em função da deformação permanente - *Janeiro e Fevereiro 2010*
9. Coleta de dados de afundamento de trilha junto a Concessionária e bibliografia para validação do estudo. *Fevereiro a Abril 2010*
10. Calibração parcial do modelo utilizado pelo Guia da AASHTO 2003 e HDM-4 - *Fevereiro 2010*
11. Realização de ensaios deflectométrico (atualização de dados para época seca). *Maio de 2010*

12. Retro-análise dos dados em 11 (atualização dos módulos das camadas para época seca). *Maio de 2010*
13. Realização de levantamentos de deformação permanente (atualização de dados para época seca). *Abril de 2010*
14. Análise Mecanística preliminar das estruturas (com dados atualizados para época seca). *Maio de 2010*
15. Elaboração do Relatório Parcial IV. *Maio e Junho de 2010*
16. Análise Mecanística complementar das estruturas (com dados atualizados). *Maio de 2010*
17. Calibração final do modelo utilizado pelo HDM-4.
18. Elaboração do relatório final da pesquisa.

1.5 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

Este relatório apresenta além do Capítulo 1, denominado de Introdução, onde são descritos os objetivos da pesquisa, assim como uma visão geral do estágio da mesma, os seguintes capítulos:

Capítulo 2, uma pesquisa bibliográfica de todos os assuntos contemplados na pesquisa: desde o entendimento do comportamento resiliente não-linear dos materiais granulares até métodos de levantamento de dados em campo;

Capítulo 3, apresentando todos os dados de campo que foram levantados durante a elaboração desta pesquisa, tanto para levantamentos deflectométricos via FWD quanto para os levantamentos de deformações permanentes;

Capítulo 4, apresentando as premissas do processo de retro-análise via EVERCALC 5.0® e o resultados deste processo para os levantamentos via FWD mencionado no Capítulo 3, para as épocas seca e chuvosa, tomadas em consideração na pesquisa.

Capítulo 5, onde é mostrada uma análise paramétrica da influência de cada componente da estrutura de um pavimento de 4 camadas, no qual a camada granular se comporta como não-linear. Foram estudadas variáveis como deflexões, forma da bacia de deflexões e módulo equivalente da camada de base;

Capítulo 6, com um estudo paramétrico, como feito no capítulo 5, da influência da não-linearidade do material granular nas deformações permanentes segundo o modelo da AASHTO para misturas asfálticas e de Malysz para materiais granulares;

Capítulo 7, mostrando resultados de análises via Abaqus® onde foram calculadas deflexões em função dos módulos obtidos no capítulo 4, trabalhando-se os resultados após. Os mesmos foram feitos com os dados da época chuvosa, onde comparações são feitas.

Capítulo 8, mostrando resultados de análises via Abaqus® onde foram calculadas tensões em pontos específicos da estrutura, de modo a aprofundar e esclarecer questões que surgiram das análises do capítulo 7;

Capítulo 9, comentando a possibilidade e as questões pertinentes a calibração do modelo de deformações permanentes do HDM-4 em função dos dados colhidos neste pesquisa;

Capítulo 10, com as conclusões finais da presente pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A filosofia de dimensionamento de pavimentos flexíveis tem como um dos seus principais objetivos limitar o aparecimento de afundamentos de trilhas de roda na estrutura (Lekarp, 1999). Desta forma, é fundamental conhecer-se o comportamento quanto a deformações permanentes dos materiais utilizados em pavimentação.

A solicitação de um pavimento flexível por cargas impostas pelo tráfego origina deformações resilientes ou elásticas (er) e permanentes ou plásticas (ep). Segundo Medina (1997), pesquisadores pioneiros no estudo da deformabilidade de pavimentos, como Hveem, preferiram o termo deformação resiliente ao termo deformação elástica, sob o argumento de que estas deformações, nos pavimentos, são muito maiores que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro (concreto, aço, etc.). E ainda, que resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Embora a deformação permanente durante um ciclo de carga seja normalmente apenas uma fração da deformação total produzida por cada repetição de carga, o acúmulo de um grande número destas pequenas deformações plásticas pode levar o pavimento a uma eventual ruptura devida a afundamentos de trilhas de roda excessivos (Lekarp e Dawson, 1998).

Tradicionalmente os órgãos rodoviários responsáveis pela fiscalização da construção de estradas exigem que a qualidade dos agregados obedeça a especificações que envolvem ensaios de caracterização, compactação, índice de suporte Califórnia (ISC), abrasão Los Angeles e sanidade. No Brasil, nas rodovias da malha federal, o órgão competente é o DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura em Transportes) que veio a substituir o antigo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), cujas especificações continuam em vigor.

A especificação DNER – ES – 301/97 é bastante sucinta no que se refere a materiais utilizados em sub-bases granulares. Exige ISC superior a 20% e expansão inferior a 1%. A fração retida na peneira número 10 deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais. A referida especificação não faz menção à granulometria.

As bases granulares são designadas como de classe A, B e C pela especificação DAER – ES – P 08/91. Para as três classes, os agregados deverão apresentar perda por abrasão no ensaio Los Angeles inferior a 40% e 10% de perda no ensaio de sanidade; devem estar isentos de material vegetal e outras substâncias nocivas. Para bases de classe A, o agregado deve possuir no mínimo 90% de partículas em peso, tendo pelo menos duas faces britadas. As porcentagens mínimas para duas faces britadas são 70% para classe B e 25% para classe C.

Os materiais granulares são essencialmente utilizados como bases de rodovias pavimentadas (asfaltadas) ou, ainda, como revestimento primário de rodovias de baixo volume de tráfego (RBVT).

2.1 RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

A malha rodoviária brasileira constitui um modal vital para o transporte brasileiro; desta, aproximadamente 90% é constituída de rodovias não-pavimentadas (AET/GEIPOT, 2001). As pesquisas voltadas à engenharia de rodovias de baixo volume de tráfego (RBVT) concentram-se na avaliação estrutural, uma vez que estas estão diretamente ligadas ao custo do transporte – tempo de viagem, consumo de combustível, desgaste de pneus, manutenção de veículos, etc; e na avaliação funcional – padrões de irregularidade e limites de velocidade, pois influenciam não só diretamente nos custos operacionais mas também na qualidade de conforto ao usuário.

O foco de investimentos em infra-estrutura rodoviária fica, geralmente, voltado às rodovias ditas de alto tráfego. Entretanto, atenção especial deve ser dada também às RBVT, dado à sua importância econômica e social. Elas são responsáveis por permitir o acesso às necessidades básicas, assegurando alimentação, educação e saúde à população rural. Estas rodovias são também responsáveis por grande parte do transporte de matéria-prima – que no Brasil representa 10% do Produto Interno Bruto (PIB) e quase 90% das exportações nacionais, deixando assim evidente a sua importância no panorama nacional de transportes.

Sant’Ana e Bernucci (2004) ressaltam, em seu trabalho, que em vários estados brasileiros o conhecimento das RBVT é precário em vários aspectos, como geometria, tráfego, drenagem e materiais de pavimentação. Ressaltam os autores que os serviços de conservação, igualmente precários ou inexistentes, demandam construções de qualidade, com materiais e processos que concorram para a maior vida útil possível. Coghlan (1999), Visser e Hall (2003) e El Abd et al (2004) chamam a atenção para o fato de que padrões de engenharia para rodovias de alto tráfego não são adequados às RBVT, e que é necessário, portanto, que sejam estabelecidos padrões de construção e manutenção baseados em características peculiares a elas.

O principal material estrutural constituinte de uma RBVT são os agregados pétreos. Em contraste aos pavimentos flexíveis usados em rodovias de alto volume de tráfego, nas RBVT são os agregados que resistem a altos níveis de tensões, como mostra esquematicamente a Figura 2. É, portanto, imprescindível que estes materiais sejam corretamente descritos para a elaboração de um método de avaliação e/ou projeto com sucesso. Isto é particularmente importante devido ao freqüente emprego de materiais locais de qualidade marginal na construção de RBVT por motivos econômicos.

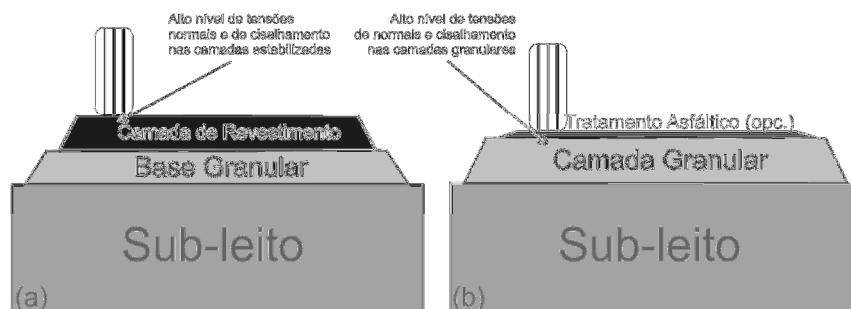


Figura 2 - Perfil esquemático de um pavimento rodoviário de (a) alto tráfego (b) baixo tráfego

Os modos principais de falha nestes tipos de pavimento são:

- Deformação permanente – acúmulo de pequenas deformações permanentes sofridas ao longo de cada passagem de roda.
- Deflexões transientes excessivas sob a roda dos veículos – o qual leva ao aumento no consumo de combustível e destruição do tratamento superficial devido às grandes deformações de flexão na superfície.

Há ainda mecanismos de falha subsidiários – todos fortemente dependentes de ambos os modos principais descrito anteriormente – a saber:

- Trincamento e desgaste de tratamentos superficiais
- Perda de agregados pela ação do tráfego em RBVT não seladas
- Formação de buracos
- Corrugação em RBVT não seladas
- Irregularidade excessiva

A maioria dos guias de projeto de pavimentos para rodovias construídas de camadas não estabilizadas (HMSO, 1994; TRL, 1993; Austroads, 1995) especifica os agregados para pavimentos não estabilizados de maneira empírica – através da análise de partículas em relação a sua resistência, durabilidade, limpeza, granulometria e angularidade.

Muitos outros procedimentos de projeto também fazem simplificações similares, realizando o dimensionamento da espessura de camadas granulares baseados em experiências anteriores. A exemplo, muitos métodos de dimensionamento se baseiam no trabalho de Hammit e outros (Hammit, 1970; Webster e Watkins, 1977; Webster e Alford, 1978) no quais diferentes espessuras de camadas de um agregado particular foram colocados sobre camadas de argilas de variadas resistências (caracterizadas pelo Índice de Suporte Califórnia – ISC) e submetidos ao tráfego. Naturalmente, a replicação dos resultados obtidos nestes estudos para o dimensionamento de outros pavimentos requer suposições de que as características dos materiais usados, clima, temperatura, umidade, tráfego, entre outros, apresentem características muito semelhantes – o que é altamente improvável dada a grande variabilidade dos materiais pétreos, os quais variam enormemente de acordo com sua origem, nível de intempérie e método de exploração.

Mesmo quando métodos de dimensionamento semi-analíticos são empregados (AASHTO, 1992; Shell, 1985), o projeto resultante é baseado em um comportamento dos agregados segundo leis elásticas. Com a introdução do novo guia da AASHTO (2004) modelos mais avançados sobre o comportamento de materiais granulares está disponível, mas estes são baseados no contexto de pavimentos com camadas espessas de revestimento, nos quais as tensões atuantes são pequenas e a ruptura improvável.

As especificações para materiais não estabilizados para RBVT continuam a ser endereçados pela sua forma física, ou em casos mais avançados, pela análise do módulo de resiliência (AASHTO, 1986; Austroads, 1995). Onde tais sofisticadas avaliações das propriedades elásticas dos materiais estão disponíveis para uso em projetos e teorias

elástico-lineares são usadas para estimar as espessuras de camadas granulares, apenas critérios elásticos de ruptura dos materiais são considerados, negligenciando, assim como os métodos puramente empíricos, o reconhecimento dos comportamentos inelásticos e plásticos.

Uma vez que um modelo teórico seja desenvolvido para descrever o comportamento elasto-plástico de materiais granulares, este deverá incluir, fundamentalmente, a base para a maioria dos mecanismos listados anteriormente. Com isto, será possível adotar procedimentos mecanísticos para projeto de pavimentos de rodovias de baixo tráfego.

Um dos importantes aspectos do comportamento dos materiais granulares, é o seu comportamento não-linear destes materiais, o que acaba por afetar diretamente a distribuição de tensões em todo o pavimento, em função da sua matriz de rigidez.

2.2 MODELOS DE COMPORTAMENTO REVERSÍVEL DE MATERIAIS GRANULARES

O conhecimento adequado dos modelos de comportamento dos solos que constituem a fundação dos pavimentos, traduzidos por relações tensões-deformações designadas por leis constitutivas ou reológicas, é fundamental para que, ao serem integrados nos modelos de resposta dos pavimentos, seja possível o cálculo realista dos estados de tensão, deformação e deslocamentos induzidos pelas solicitações aplicadas aos pavimentos, indispensável a um dimensionamento estrutural dos pavimentos que satisfaça, não só critérios técnicos, mas também critérios econômicos.

Nesta seção se fará uma breve revisão de modelos constitutivos disponíveis na literatura para materiais granulares que levem em conta os aspectos mais relevantes de seu comportamento em campo e em laboratório. Dawson (2008) mostra um típico comportamento dos materiais granulares quando submetidos a cargas cíclicas, que é visto na Figura .

Como é visto na Figura 1, ao longo dos ciclos não há uma perda de rigidez considerável, como em materiais cimentados, apenas é visto o acúmulo de deformações permanentes ao longo dos ciclos. Assim, esta seção revisará modelos de forma que as parcelas que contribuem para a deformação de solos e materiais granulares são vistas na equação 2:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_p \quad \text{Equação 2}$$

onde:

ε_{el} deformações elásticas;

ε_p deformações permanentes.

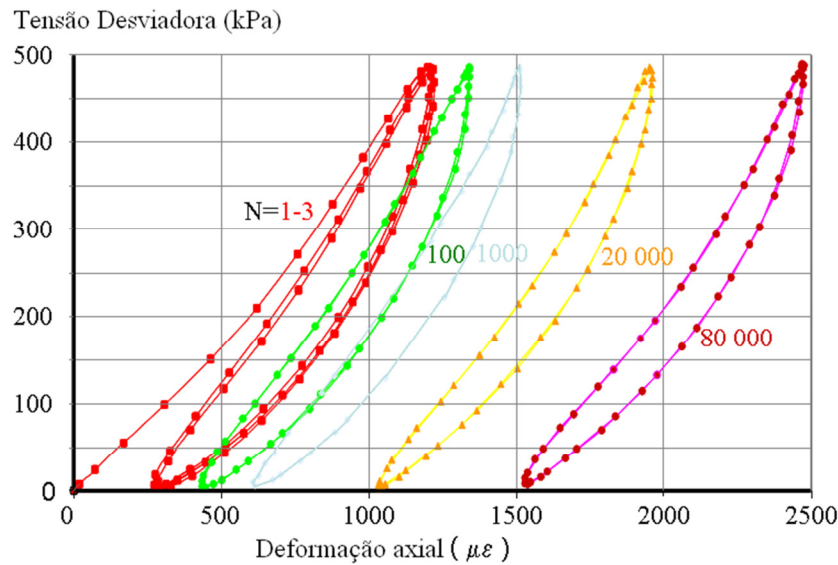


Figura 3 - Comportamento de solos e materiais granulares quando submetido a cargas cíclicas (adaptado de Dawson, 2008)

A equação 2 divide a deformação total de materiais granulares em duas parcelas. A parcela de deformação elástica ou resiliente apresenta pouca dependência com relação a número de ciclos se comparada à parcela de deformação permanente. Assim, os modelos constitutivos elásticos para materiais granulares não consideram a dependência de N .

Dentro das tensões limite de materiais granulares é válida a aplicação da Teoria da Elasticidade, porém agora com a consideração que a sua matriz constitutiva D é uma função das tensões e /ou deformações atuantes, o que caracteriza um comportamento elástico não-linear para estes materiais. A relação constitutiva para materiais elásticos não-lineares é vista na equação 3:

$$\sigma_{ij} = D(\underline{\sigma}, \underline{\varepsilon})_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad \text{Equação 3}$$

onde D é a matriz constitutiva função de $\underline{\sigma}, \underline{\varepsilon}$, que são respectivamente os tensões de tensões e de deformações do ponto considerado.

O comportamento elástico linear tem sido o modelo mais correntemente usado, pela sua simplicidade, de relacionar tensões e deformações no dimensionamento estrutural das camadas dos pavimentos e das suas fundações. No entanto, o comportamento dos solos de fundação e também de outros materiais, como é o caso dos materiais granulares das camadas de sub-base e base dos pavimentos, é caracterizado por curvas tensão-deformação que correspondem a relações não-lineares, o que leva à definição de parâmetros variáveis para relacionar diferentes valores de tensão com a deformação correspondente.

Contudo, o comportamento mecânico dos solos, quando estes são submetidos a carregamentos repetidos como aqueles que são induzidos pela passagem do tráfego, é complexo e depende de muito fatores, como por exemplo do estado de tensão e deformação aplicado, da história de tensões, da frequência e da amplitude do carregamento, do número de ciclos de carregamento, do estado de compacidade, da anisotropia, da sucção e do teor em água (Neves, 2001).

A Figura mostra um exemplo de comportamentos lineares e não-lineares de materiais. Lá está registrado o comportamento do Módulo de Resiliência versus o somatório das tensões principais. Nota-se que o módulo tangente das três situações ilustradas tem um comportamento inverso para os extremos do intervalo de somatório de tensões ilustrado; ou seja, para um baixo somatório de tensões (espero a grandes profundidades no pavimento, ou em pontos distantes do carregamento), os valores de MR para o modelo linear é maior do que para os modelos não-lineares, ainda que a diferença seja pequena. Já para uma condição onde o somatório de tensões é elevado, há grandes maiores diferenças nos valores de MR, em função do tipo de modelo adotado.

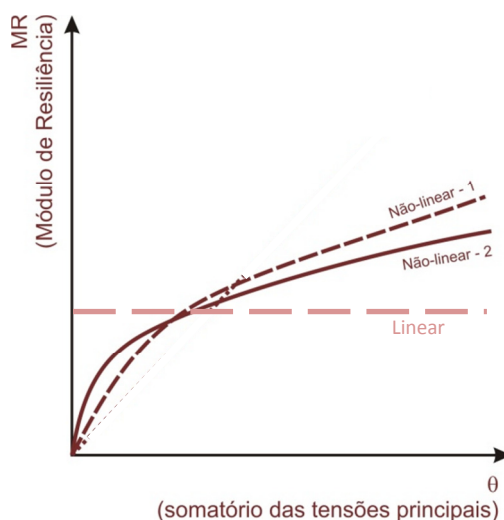


Figura 4 - Módulo de Resiliência versus Somatório das Tensões Principais - θ

Perante a complexidade e diversidade de comportamentos, a instrumentação e observação, quer em laboratório quer em pavimentos construídos em pista ou em serviço, são fundamentais no contínuo aperfeiçoamento dos modelos de comportamento e, conseqüentemente, a sua validação e calibração contribuem para uma implementação mais generalizada no dimensionamento racional dos pavimentos, assistido por meios de cálculo automático cada vez mais potentes.

O ensaio triaxial tem sido reconhecido consensualmente por muitos investigadores como um dos ensaios mais adequados à caracterização do comportamento reversível dos solos, permitido a validação e calibração de modelos mais ajustados ao comportamento real evidenciado pelos solos na fundação dos pavimentos. De um modo geral, no caso de solos argilosos, os modelos de comportamento relacionam o módulo resiliente (MR) com a tensão desviatória cíclica, q , ou com as relações q/σ_3 ou q/p'_0 , mostrando, também, que o módulo reversível depende da tensão de confinamento (σ_3) e da tensão normal

média efetiva (p'_0). Estas leis salientam o comportamento não-linear dos solos argilosos quando sujeitos a carregamentos cíclicos.

Dawson e Gomes Correia (1996) propuseram um modelo simples para solos argilosos definido pela equação 4:

$$M_r = C + A p'_0 - B q_r \quad \text{Equação 4}$$

em que A, B e C são constantes experimentais. A tensão normal média efetiva é dada pela equação 5:

$$p'_0 = p_0 - u \quad \text{Equação 5}$$

onde p_0 é a tensão normal média devida ao peso próprio e u é a pressão intersticial da água calculada pela expressão vista na equação 6:

$$u = \alpha p_0 - S \quad \text{Equação 6}$$

sendo que S é a sucção, expressa em unidades de pressão, e α é um coeficiente que pode ser estimado a partir dos limites de consistência do solo.

Outros modelos não-lineares estão sendo compilados de uma forma mais abrangente e serão apresentados no próximo relatório parcial.

A seguir são apresentados modelos não-lineares específicos de materiais granulares.

2.3 MODELOS NÃO-LINEARES ELÁSTICOS PARA MATERIAIS GRANULARES

Nas teorias tradicionais de elasticidade, as propriedades elásticas dos podem ser definidas pelo seu módulo de elasticidade (E) e seu Coeficiente de Poisson (ν), os quais são denominados constantes dos materiais. Analogamente, uma aproximação similar tem sido utilizada para lidar com materiais granulares, mas na qual o módulo de elasticidade é substituído pelo Módulo de Resiliência para indicar não-linearidade, que é dependente do nível de tensões, e para indicar também a natureza inelástica do seu comportamento. O método para calcular os parâmetros Módulo de Resiliência é o mesmo utilizado para

determinar as propriedades de um material isotrópico, linear-elástico sob condições uniaxiais de tensão.

Quando uma tensão confinante é aplicada, a Lei de Hooke generalizada é aplicada para uma relação isotrópica tridimensional de um material linear-elástico. O módulo de Resiliência e o Coeficiente de Poisson derivam das equações 7 e 8, respectivamente:

$$M_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)\Delta(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{\varepsilon_{1,r}\Delta(\sigma_1 + \sigma_3) - 2\varepsilon_{3,r}\Delta\sigma_3} \quad \text{Equação 7}$$

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_1\varepsilon_{3,r} - \Delta\sigma_3\varepsilon_{1,r}}{2\Delta\sigma_3\varepsilon_{3,r} - \varepsilon_{1,r}\Delta(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad \text{Equação 8}$$

Onde σ_1 , σ_3 , $\varepsilon_{1,r}$ e $\varepsilon_{3,r}$ são as tensões maiores e menores e deformações axial e horizontal, respectivamente. Diversos pesquisadores já formularam modelos para descrever o módulo de resiliência como uma função do seu estado de tensões.

Dunlap (1963) e Monismith et al (1967) indicaram que o módulo de resiliência aumenta com uma pressão confinante e é razoavelmente não afetado pela magnitude da tensão desviadora, desde que a tensão desviadora não cause deformação plástica excessiva no material. Eles, portanto, propuseram uma expressão puramente baseada no efeito da tensão confinante dada pela Equação 9:

$$MR = k_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{k_b} \quad \text{Equação 9}$$

O modelo k- θ (Equação 12) originalmente proposto por Biarez (1962), e posteriormente por Seed et al (1967), Brown & Pell (1967) e Hicks (1970) é vastamente difundido descritor do comportamento resiliente de materiais granulares. A simplicidade do modelo fez com que ele fosse extensivamente aceito para análises da dependência de tensão da rigidez dos materiais. No entanto, a desvantagem do modelo é que ele assume um Coeficiente de Poisson constante e o efeito da tensão no módulo de resiliência é somente realizado pelo somatório das tensões principais. Alguns autores relatam limitações deste modelo (Sweere, 1993; Kolisoja, 1994).

Outros pesquisadores acharam ser necessária a inclusão de novos parâmetros para que pudessem expandir e melhorar a capacidade de modelos para outros materiais e para aumentar a acurácia dos modelos existentes.

Para facilidade de compressão deste relatório e como um importante produto desta pesquisa, a Tabela 1, resume os principais modelos lineares e não-lineares de Módulo de Resiliência encontrado na literatura.

A Figura mostra a influência de parâmetros não lineares para um exemplo de brita graduada. Verifica-se para os valores apresentados há uma sensível variação dos valores de MR para o intervalo de somatório de tensões apresentados.

Outros modelos semelhantes ao apresentado na equação 3 também foram sugeridos. Rada e Witczak (1980) e May e Witczak (1981) sugeriram os modelos expressos nas equações 10 e 11, respectivamente:

$$MR = k_3 \theta^{k_4} \epsilon_a^c \quad \text{Equação 10}$$

$$MR = k_5 \theta^{k_6} \sigma_d^C \quad \text{Equação 11}$$

onde:

ϵ_a deformação axial;

σ_d tensão desvio;

k_3, k_4, k_5, k_6, c, C parâmetros de regressão.

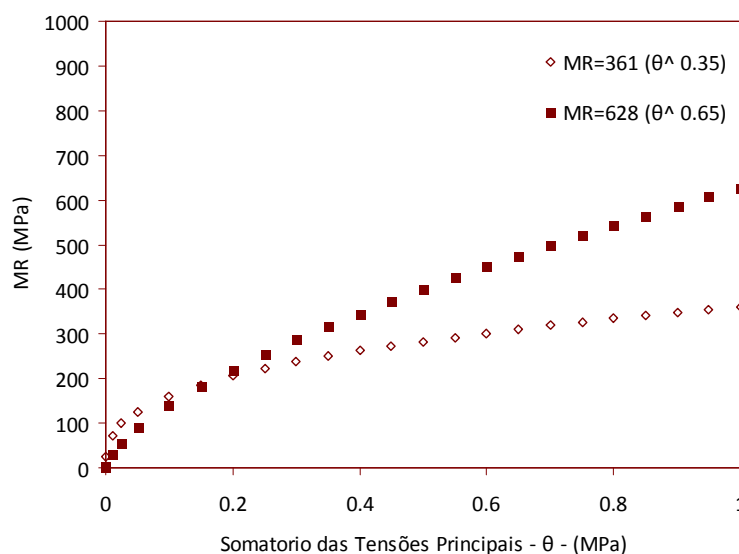


Figura 5 - Representação gráfica de modelos k-θ para materiais granulares

As equações 10 e 11 são aplicáveis mais para ensaios de laboratório, onde variáveis como σ_d e ε_a são facilmente medidas, em função da geometria do corpo-de-prova ensaiado. A equação 3 não depende de tais parâmetros, sendo a mais adequada para aplicação em programas de análise mecânica, como por exemplo FLAPS, KENLAYER e EVERSTRESS. No caso de aplicação no programa EVERSTRESS, existe uma normalização do somatório das tensões principais, conforme mostrado pela equação 12:

$$MR = k_7 \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_8} \quad \text{Equação 12}$$

onde k_7 e k_8 são constantes características do material, e P_a é a pressão atmosférica. No modelo acima, o multiplicador k_7 possui a mesma unidade que o módulo de resiliência, sendo independente da unidade de entrada de θ no modelo.

O modelo de Uzan, apresentado pela equação 13, é o modelo preferido para trabalho, uma vez que a normalização unitária permite a integridade do equacionamento para todo o intervalo de tensões esperado em um pavimento, incluindo as tensões nulas.

$$MR = k_1 \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \quad \text{Equação 13}$$

Onde τ_{oct} é a tensão octaédrica, vista na equação 17. É importante verificar, num primeiro momento, a sensibilidade do modelo de Uzan em relação aos seus parâmetros k_1 , k_2 e k_3 . Abaixo são apresentados os resultados obtidos a partir das análises realizadas.

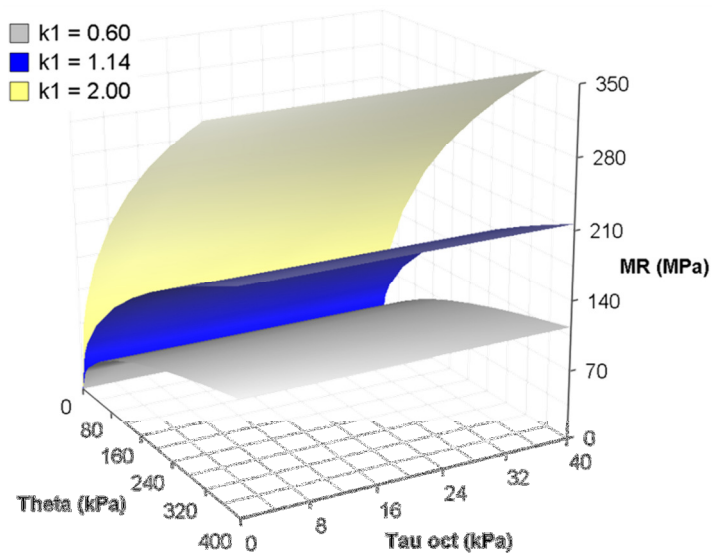


Figura 6 - Variação do MR em função de k_1

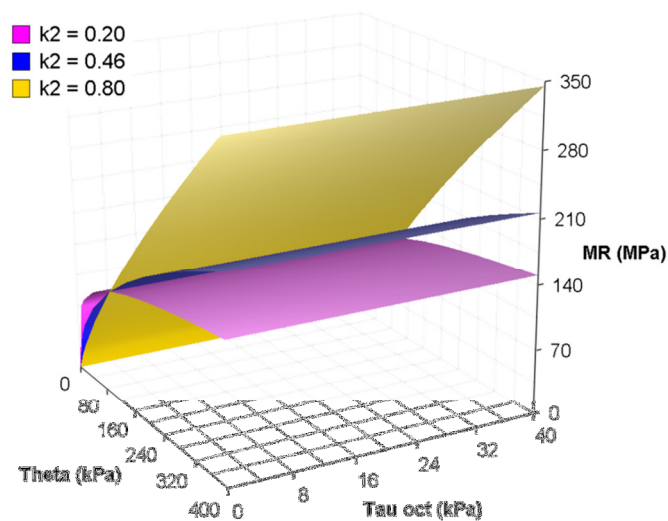


Figura 7 - Variação do MR em função de k_2

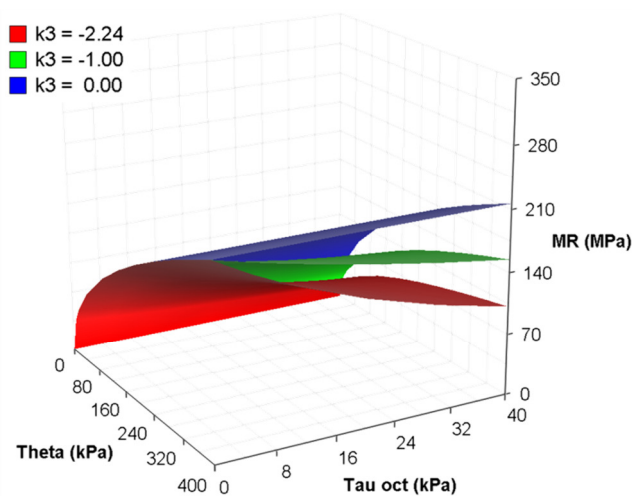


Figura 8 - Variação do MR em função de k_3

Uma série de modelos que descrevem o módulo de resiliência de solos e materiais granulares são vistos na Tabela 1. Porém, modelos mais recentes para descrever o comportamento resiliente de materiais granulares têm considerado tanto a influência da tensão desvio, da tensão hidrostática e da anisotropia dos materiais granulares, fenômeno na literatura denominado de cross-anisotropy. Trabalhos nesta linha têm sido conduzidos com destaque pela Texas A&M University, exemplificando-se o trabalho de Kim et al. (2005). Segundo estes modelos, o material granular é descrito conforme dois módulos de resiliência: um módulo vertical E_y , um módulo horizontal E_x , e um módulo de cisalhamento G_{xy} , modelados conforme as equações 14, 15 e 16, respectivamente:

$$E_y = a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^b \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^c \quad \text{Equação 14}$$

$$E_x = d \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^e \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^f \quad \text{Equação 15}$$

$$G_{xy} = g \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^h \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^i \quad \text{Equação 16}$$

onde a , b , c , d , e , f , g , h e i são constantes características do material, e τ_{oct} é a tensão de cisalhamento octaédrica, calculada em função das tensões principais conforme mostrado na equação 17:

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)]}{9}} \quad \text{Equação 17}$$

Embora os modelos que considerem o fenômeno de cross-anisotropy sejam os mais realistas em termos de modelar o comportamento resiliente dos materiais granulares, estes são pouco empregados em análises mecânicas correntes devido à dificuldade de obtenção de dados experimentais para obtenção das constantes do material.

Expressão	Referência	Expressão	Referência
$M_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad M_R = K_1 \left(\frac{\sigma_3^{k_2}}{p_o} \right)$	Dunlap (1963) Monismith (1967)	$M_r = \frac{\theta}{q} (A + Bq)$ "CCP"	Nataatmadja & Parkin (1989)
$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2}$	Seed et al (1967)	$M_r = \frac{\theta}{\sigma_1} (C + Dq)$ "VCP"	
$M_r = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d) \quad k_1 \geq \sigma_d$ $M_r = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1) \quad k_1 < \sigma_d$	Thompson & Robnett (1979) ILLI-PAVE Software (1980)	$M_r = N_1 q^{N_2} \sigma_3^{N_3}$	Pezo (1993)
$M_r = k_1 p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2} \left(\frac{q}{p_o} \right)^{k_3}$	Uzan (1985)	$M_r = A \left(\frac{p_m}{p_u} \right)^B \left(\frac{p_u}{\delta_p} \right)^C$	Karasahin (1993)
$M_r = k_1 p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_o} \right)^{k_3}$		$M_r = A (\eta_{\max} - \eta) p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{0.5}$	Kolisoja (1997)
$M_r = k_1 \left(\frac{J_2}{\tau_{oct}} \right)^{k_2}$	Johnson et al (1986)	$M_r = B (\eta_{\max} - \eta) p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{0.7} \left(\frac{q}{p_o} \right)^{-0.2}$	
$M_r = k_1 \left(\frac{p}{q} \right)^{k_2}$	Tam & Brown (1988)	$M_r = k_1 p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_o} + 1 \right)^{k_3}$	NCHRP 1-37A - Part 2 (2004)
$M_r = k_1 \frac{\theta^{k_2}}{10^{A1}}$	Elliot & Lourdesnatham (1989)	$M_r = k_1 p_o \left(\frac{\theta - 3k_6}{p_o} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_o} + k_7 \right)^{k_3}$	NCHRP 1-28A (2004)
M_r = Módulo de Resiliência	J_2 = primeiro invariante de tensões =	p_o = pressão atmosférica (100kPa)	$\epsilon_{1,r}$ = deformação axial resiliente
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = tensões principais	$\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1$	η = porosidade do material	$k_1, k_2, k_3, k_6, k_7, m$
$\sigma_d = q$ = tensões desviadoras = $\sigma_1 - \sigma_3$	θ = soma das tensões princip. = $3p$	η_{\max} = porosidade máxima	A - J = parâmetros do modelo
p = tensão normal média = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$	$\delta_p = p_{\max} - p_{\min}$	$N_1 - N_3 = (10 - A), (1 - k_1), \text{ e } (-k_2)$, respectivamente, em	$A1 = mR^3$
τ_{oct} = tensão octaédrica de cisalha. = $(2^{0.5}/3)q$	p_u = pressão unitária (1kPa)	$\text{Log } (\epsilon_{1,r}) = A + k_1 \text{ Log } \sigma_1 + k_2 \text{ Log } \sigma_2$	R = resistência/tensão

Tabela 1 - Modelos matemáticos para Módulo Resiliente Triaxial

2.4 LEVANTAMENTO DE DEFLEXÕES EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Ao longo dos anos, foi provado que o comportamento de pavimentos flexíveis está bastante associado às respostas estruturais, ou seja, tensões, deformações e deslocamentos em um determinado instante da vida útil do pavimento. Tais respostas estruturais são variáveis provenientes de uma análise racional de estruturas dos pavimentos, diretamente relacionada à condição dos materiais *in situ*, fato que é pobremente considerado em métodos de dimensionamento de natureza empírica, como o método do DNIT.

Em outras palavras, um diagnóstico claro das condições de um pavimento pode ser obtido se forem medidas tensões, deformações e deslocamentos no mesmo. Para tal, existem diversos aparatos instrumentais que podem ser introduzidos na estrutura do pavimento para a obtenção de respostas estruturais, como, por exemplo, foi feito na tese de doutorado de Puglieri (2003).

Entretanto, tal instrumentação não é fácil de ser implementada em pavimentos fora do campo experimental e científico. Além da exigência de recursos humanos conhecedores do assunto, o custo alto de implantação e manutenção desta aparelhagem é o grande fator para sua inviabilidade nos pavimentos correntes. Exalta-se também ênfase da questão do vandalismo, dificultando mais ainda o uso desta aparelhagem.

A questão discutida acima inviabiliza a medição de tensões e deformações em campo, entretanto pode-se usar de outros recursos para a medida de deslocamentos nos pavimentos flexíveis. Além de ser uma variável mais “visível e entendível” pelo meio profissional, sua obtenção exige métodos bem mais viáveis economicamente e funcionalmente.

Assim, medem-se no pavimento as chamadas deflexões. Deflexão é o deslocamento vertical de um ponto na superfície do pavimento devido à ação de um carregamento, no caso o tráfego. O conjunto de deflexões medidos a partir de uma referência é chamado de bacia de deflexões. Como as deflexões dependem da estrutura que o pavimento é constituído (módulo das camadas, espessuras), estas podem ser utilizadas no estudo das condições das camadas do pavimento empregando-se os conceitos da mecânica, através de métodos como o de retro-análise, que será descrito nesta revisão bibliográfica.

No Brasil, existem basicamente dois métodos de medição de deflexões em pavimentos flexíveis bastante utilizados: medições com o uso da Viga Benkelman e medições via *Falling Weight Deflectometer* (FWD), cada um deles detalhados nos sub-itens a seguir.

2.4.1 Levantamento deflectométrico via Viga Benkelman

Um dos métodos para medida de deflexões em campo utiliza um dispositivo denominado de Viga Benkelman. Tal dispositivo é visualizado na Figura 9. Uma ilustração esquemática da Viga Benkelman é vista na Figura 10:



Figura 9 – Viga Benkelman

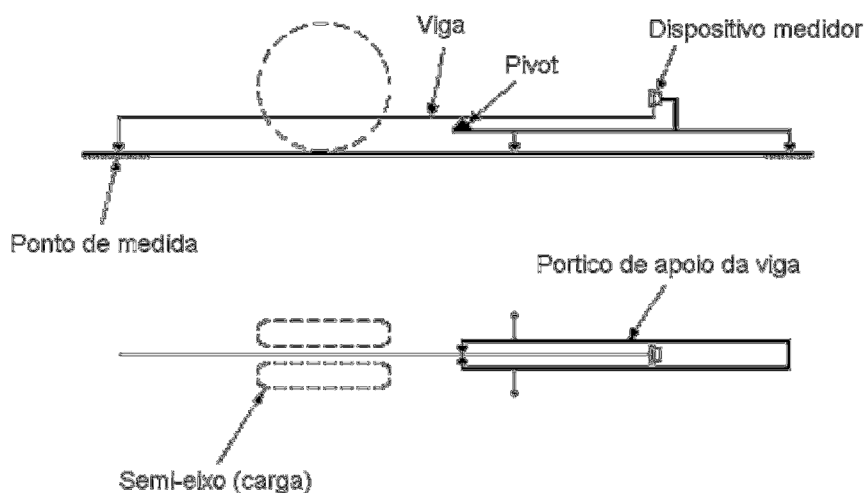


Figura 10 – Ilustração esquemática de uma Viga Benkelman

O método de uso da Viga Benkelman é descrito e normatizado pela norma DNER-ME 024/94. O método consiste basicamente em medir a deflexão recuperada da superfície do pavimento na linha longitudinal que passa pelo centro geométrico de um carregamento de eixo padrão. Posiciona-se o veículo, posiciona-se a viga como mostrado na Figura 3 e deflexões vão sendo medidas em função do afastamento do veículo tomando-se como referência o ponto de medida de deflexões.

No caso da Viga Benkelman mostrada na Figura 9, esta medida é bastante trabalhosa, pois o veículo deve andar pequenas distâncias de modo a ser possível colher dados para a formação de uma bacia de deflexões. Para solução deste problema, existe atualmente uma evolução da Viga Benkelman, conhecida como Viga digital ou deflectógrafo digital. Seu princípio é o mesmo de funcionamento da Viga Benkelman comum, mas este equipamento é capaz de ler varias deflexões ao longo da arrancada do veículo, na ordem de 5 a 5 cm. A Figura 11 mostra um deflectógrafo digital sendo utilizado em campo:



Figura 11 – Viga Digital utilizada em campo

Embora seja o método mais barato de medir deflexões em pavimentos flexíveis, a medida via Viga Benkelman não reproduz o carregamento dinâmico em função da passagem do veículo no pavimento. É simulado um carregamento estático de longa duração, o que provoca maiores deflexões devido ao comportamento viscoelástico do revestimento asfáltico. Em termos de módulo de resiliência, tal carregamento provoca uma queda no módulo de resiliência do revestimento, fornecendo valores menores do que os considerados realistas para os tempos de carregamentos observados em campo.

2.4.2 Levantamento deflectométrico via *Falling Weight Deflectometer* (FWD)

Com o objetivo de simular o carregamento dinâmico de curta duração observado em campo, foi desenvolvido um equipamento denominado de *Falling Weight Deflectometer* (FWD), ou Deflectômetro de queda de peso. O FWD é um equipamento de última geração, que permite a determinação automática das bacias de deformações recuperáveis dos pavimentos, com elevada precisão e produtividade. O FWD simula a passagem de um veículo através de uma carga de impacto na superfície do pavimento, transferida através de uma placa metálica circular, no qual geofones acoplados no FWD medem imediatamente as deflexões ocorridas a determinadas distancias do centro da placa metálica. O equipamento FWD é visto na Figura 12 e uma ilustração esquemática do mesmo é vista na Figura 13:

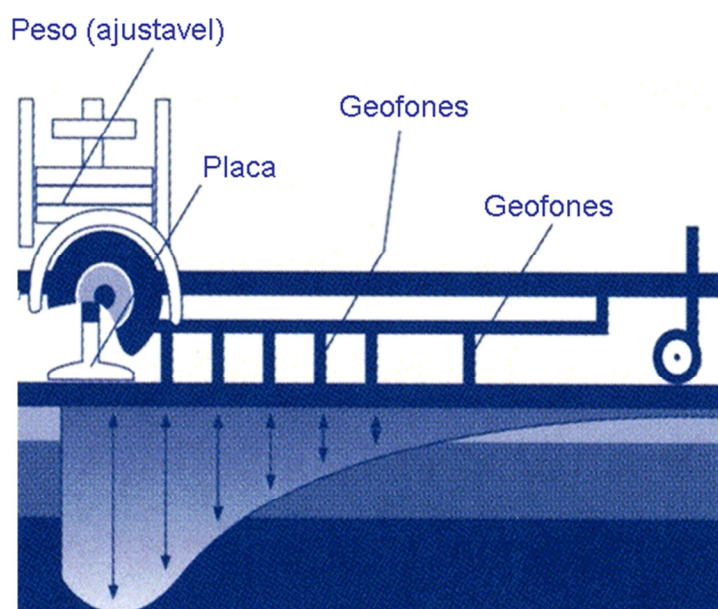

 Figura 12 – *Falling Weight Deflectometer (FWD)*


Figura 13 – Ilustração do funcionamento do FWD

O FWD, acoplado em um veículo de apoio (Figura 14), além de reproduzir mais realisticamente o carregamento do tráfego no pavimento, proporciona maior rapidez na aquisição de dados de uma dada rodovia. A não necessidade de um veículo que simule o carregamento na superfície do pavimento, aliada a aquisição imediata da resposta do pavimento são dois fatores que fazem do levantamento via FWD ser o mais empregado atualmente no Brasil pelas concessionárias.



Figura 14 – Veículo de apoio e FWD em campo

2.5 RETRO-ANÁLISE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Obtidas as deflexões em campo, estas devem ser empregadas para uma avaliação da estrutura do pavimento. Foi mostrado no relatório anterior desta pesquisa que tanto o valor de deflexão no centro da placa como a forma da bacia são influenciadas diretamente por características das camadas como espessura e módulo de resiliência. A determinação dos seus valores é de grande importância para entendimento da condição atual do pavimento. Pode-se, por exemplo, determinar a sensibilidade da rigidez do revestimento em função da temperatura, a evolução de sua rigidez ao longo de sua vida útil, verificar a variação dos módulos das camadas inferiores ao longo de épocas secas e chuvosas, detectar a potencialidade de degradação do revestimento por fadiga, devido a uma alta razão de módulos do revestimento e da base, entre outros.

Para tal, é necessária a determinação dos módulos de resiliência de todas as camadas do pavimento em função das bacias de deflexão obtidas. Como em uma análise são obtidas respostas estruturais a partir das características das camadas, o processo necessário neste caso é a partir das respostas estruturais obter as características das camadas. Por este motivo (fazer uma análise “de trás para frente”), este processo de obtenção é denominado de retro-análise.

Segundo documento do *Washington State Department of Transportation* (WSDT, 2005), retro-análise é essencialmente uma avaliação mecânica, geralmente análises lineares elásticas de deflexões na superfície do pavimento, gerada por vários mecanismos de

deflexão de pavimentos. Deflexões são medidas em campo via mecanismos quaisquer e calculadas, de forma que as deflexões calculadas se aproximem das medidas em campo considerando um determinado erro. Os módulos necessários para obter esta aproximação são determinados, caracterizando o processo de retro-análise.

Como foi descrito no item 2.4, as bacias em campo geralmente são medidas com equipamentos tipo viga Benkelman ou FWD. Segundo Nóbrega (2003), estes são os equipamentos para retro-análise mais utilizados no Brasil. As bacias deflectométricas são obtidas através de análises mecânicas ou extraídas de um banco de dados de bacias previamente calculadas ou retroanalisadas. Segundo Harichandran *et al.* (1993), o método que utiliza os artifícios anteriormente citados para retroanálise são chamados de Métodos iterativos, que buscam os módulos individuais para cada uma das camadas, diferentemente dos métodos simplificados, que buscam apenas o módulo do pavimento (todas as camadas acima do subleito) e do subleito, podendo-se citar o método de Albernaz (1997). No sub-item 2.5.1 é explicada brevemente a filosofia de cálculo dos métodos iterativos de retro-análise.

2.5.1 Métodos iterativos de retro-análise

Dependendo do método de retro-análise que é empregado, torna-se vantajoso ou não o uso de diferentes métodos de retro-análise. No caso de bacias obtidas via FWD, rapidamente calculadas pelos programas de análise, os métodos iterativos são os mais adequados no processo de retro-análise.

Segundo Nóbrega (2003), os métodos iterativos são aqueles onde a determinação das características elásticas e geométricas das camadas do pavimento são realizadas através da comparação entre a bacia deflectométrica obtida em campo e a teórica de uma série de estruturas, até que as deflexões de campo sejam as mesmas que as obtidas para a bacia teórica, ou apresente um resíduo admissível, que é definido no início do processo. A Figura 15 mostra um fluxograma típico para uso do método iterativo de retro-análise:

De regra, os métodos iterativos obtêm os módulos de resiliência das camadas de duas formas:

- Comparação de bacias resultantes de Análises mecânicas onde módulos de resiliência são arbitrados com bacias obtidas em campo;
- Comparação de bacias previamente retroanalisadas vinda de um banco de dados com bacias obtidas em campo.

Em programas baseados em análises mecânicas, como os adaptados ao FWD, o problema da “sorte” de coincidência de casos de medição em campo some. Sabidas as propriedades constitutivas dos materiais, simula-se qualquer tipo de estrutura. Assim, alguns programas de Retro-análise têm associado um programa de análise mecânica. Exemplos: EVERSTRESS® para EVERCALC®; FLAPS2® para LAYMOD4®.

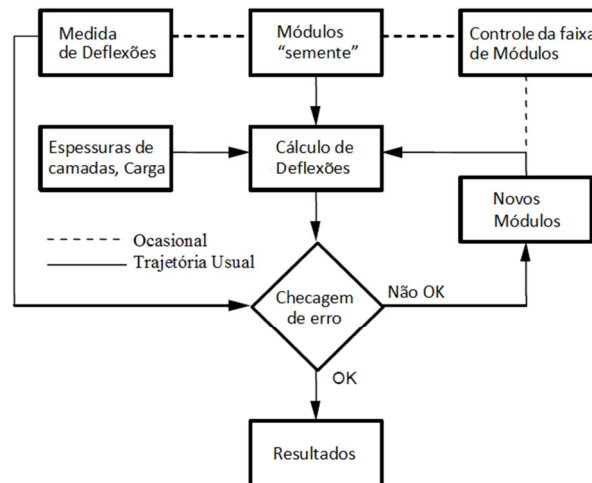


Figura 15 – Fluxograma de um método iterativo de retro-análise

Dada a necessidade do cálculo de muitas bacias, este processo deve ser o mais simples possível de forma a minimizar o esforço computacional durante a retro-análise. O tipo de carga imposta pelo FWD no pavimento permite uma simplificação na geometria do problema de análise mecânica, eliminando muitos graus de liberdade na solução do problema. Em outras palavras, o FWD impõe uma situação no pavimento no qual pode ser denominada de axissimétrica.

2.5.2 Axissimetria na retro-análise via FWD

Simulações de carregamentos mais complexos requerem esforço computacional, tornando o processo de retro-análise lento. Todavia, o carregamento imposto pelo FWD no pavimento permite uma simplificação favorável ao esforço computacional: a carga do FWD no pavimento é assumida como uma placa circular de pressão constante na superfície do pavimento, implicando respostas estruturais iguais em qualquer ponto distante um raio r do eixo z na estrutura reduzindo o problema de tridimensional para bidimensional, conforme a Figura 16:

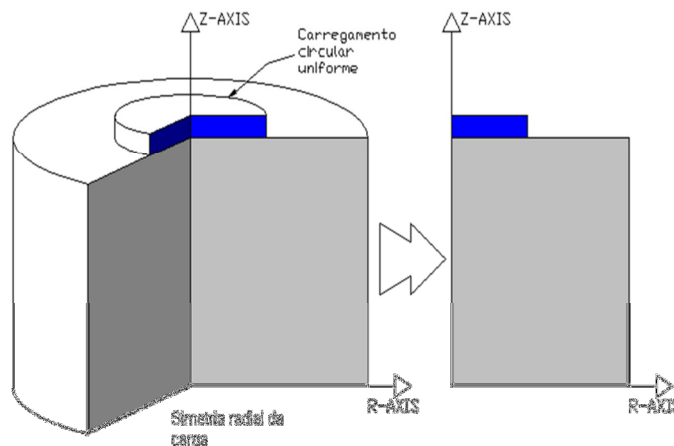


Figura 16 – Axissimetria gerada por uma carga circular uniforme (tipo FWD)

A simplificação diminui notavelmente o tempo de solução das equações que regem o problema. Contudo, tal simplificação é impossível ao incluir mais cargas na superfície do pavimento, tornando o problema tridimensional. A alternativa para superar este problema é o uso dos métodos baseados em bancos de dados. Nóbrega (2003) afirma que o método baseado em banco de dados é mais rápido, mas pode perder em acurácia se tal banco não for relativamente grande.

2.6 LEVANTAMENTO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Os materiais empregados em engenharia, dependendo de sua natureza, apresentam os mais diversos comportamentos quando submetidos a ação das tensões. De forma geral, a resposta em função das tensões pode ser dividida em duas categorias: a parcela dissipativa e não dissipativa. O fato é que ambas não possuem relação alguma e devem ser previstas e quantificadas de maneira diferente e independente.

O procedimento de retro-análise discutido em 2.5 tem como produto os módulos de elasticidade das camadas do pavimento. Tais módulos são úteis para determinar respostas elásticas somente e a elas associar fenômenos cuja causa concentração das deformações elásticas, citando-se o trincamento por fadiga como exemplo mais corrente.

Entretanto, em uma modelagem no qual se deseja prever de maneira adequada o comportamento dos pavimentos, os módulos obtidos de nada servem para a previsão de deformações permanentes na estrutura do pavimento e conseqüentemente não eficientes para previsão de afundamentos de trilhas de roda.

Dado o fato de que fenômenos ligados as deformações elásticas e as deformações permanentes são independentes, cada um deve ter uma medida em campo correspondente para sua avaliação. Tanto para misturas asfálticas quanto para materiais granulares, as deformações permanentes são parte de um somatório onde deformações elásticas, viscoelásticas e plásticas (permanentes) compõem a deformação total. Sendo assim, justifica-se a necessidade de medidas de deformações permanentes nos pavimentos flexíveis. No sub-item 2.6.1, é brevemente exposto um resumo de como as deformações permanentes se desenvolvem em pavimentos flexíveis.

2.6.1 Configuração das deformações permanentes em pavimentos flexíveis

As deformações permanentes são um dos maiores problemas em pavimentos flexíveis, cujas causas podem ser tanto um projeto impróprio da estrutura, materiais e/ou execução inadequadas, drenagem inadequada ou uma combinação dos fatores citados. Como resultado, pode-se encontrar problemas de deformação permanente em qualquer uma das camadas do pavimento, pois todas são suscetíveis aos fatores mencionados.

Ao contrario das deformações elásticas, as deformações permanentes precisam de informações adicionais em casa seção do pavimento para que um diagnóstico correto do problema possa ser feito. Segundo Fang *et al.* (2004), detectada a camada onde o

problema de deformação permanente é mais serio, as camadas superiores precisam todas serem substituídas de modo a corrigir o problema da camada cuja degradação aconteceu. Caso esta camada seja o subleito, uma restauração do pavimento pode ser bastante onerosa.

A detecção da camada de falha tem sido alvo de estudo desde o início dos anos 90. Um dos trabalhos pioneiros para determinação da camada de falha por deformação permanente em pavimentos flexíveis tem como autores Simpson *et al.* (1993). Segundo os autores, é possível determinar a camada de falha por deformações permanentes em um pavimento flexível através dos deslocamentos da seção transversal do pavimento, onde são delimitadas áreas em função destes. Em função do somatório das áreas e da razão entre as áreas positivas e negativas, é possível obter a camada de falha, segundo a Tabela 2 e a Figura 17:

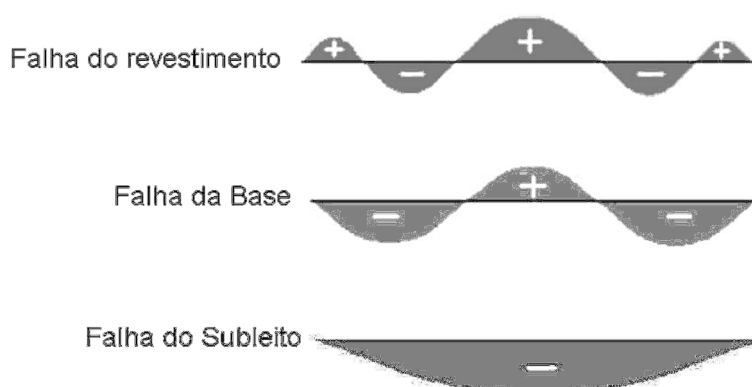


Figura 17 – Perfis de afundamento de trilhas de roda em função da camada falha (adaptado de Simpson *et al.*, 1993)

Tabela 2 – Camada de falha em função da área da seção transversal e da razão entre áreas positivas e negativas (adaptado de Simpson *et al.*, 1993)

Camada de falha	Área total (mm ²)	Razão de áreas
Subleito	<-4500	<0,4
Base	Entre -4500 e -700	Entre 0,4 e 1,25
Revestimento	Entre 700 e 500	Entre 1,25 e 3

O trabalho de Simpson *et al.* (1993) fornece uma poderosa ferramenta para o diagnóstico da degradação dos pavimentos flexíveis por deformação permanente. Trabalhos mais recentes, como o de Fang *et al.* (2004) empregam modelos de comportamento existentes no Abaqus® na modelagem e na criação de métodos como o de Simpson *et al.* (1993).

2.6.2 Métodos para medida de deformações permanentes

Devido à massiva informação de deformações permanentes, refletidas na via pelo Afundamento de Trilhas de Roda (ATR), é necessário que as deformações permanentes sejam medidas de forma contínua, prática e rápida ao longo da extensão da via. O equipamento hoje empregado para tal tarefa é o denominado perfilômetro inercial laser.

Um perfilômetro Inercial Laser é um equipamento destinado à avaliação de Irregularidade Longitudinal de Pavimentos (QI e IRI) que opcionalmente também permite a avaliação dos ATRs. Este pode ser acoplado a um veículo, como mostrado pela Figura 18:



Figura 18 – Perfilômetro inercial laser acoplado em veículo

Segundo Severo *et al.* (2004), o funcionamento do Perfilômetro inercial laser consiste no seguinte: Em um momento inicial, o veículo contendo o equipamento trafega sobre o pavimento e o computador registra concomitantemente: o deslocamento longitudinal, a altura do veículo até o pavimento e a aceleração vertical do veículo. Finda esta parte, o dados gravados no computador são processados para que a aceleração vertical registrada seja transformada em deslocamento vertical do veículo, uma vez que diferentemente dos outros métodos, neste a altura de referência está se movimentando. A “transformação” da medida da aceleração em deslocamento vertical é feita através de duas integrações sucessivas. Com o valor do deslocamento calculado, basta corrigir todas as medidas de altura feitas e obter-se-á um perfil que tem relação com o perfil verdadeiro da faixa de rolamento medida.

Existem algumas características que são comuns a perfilômetros inerciais e que são destacadas por renomados autores do assunto:

- Necessitam estar em movimento para realizar as medições;
- Podem ser usados na velocidade da via, ou seja, podem passar despercebidos aos demais usuários evitando riscos à segurança e problemas de fluidez;

- Não devem ser usados a velocidades muito baixas (o que depende da sensibilidade dos acelerômetros usados);
- Não geram perfis exatamente iguais aos obtidos estaticamente (com nível e mira ou Dipstick), entretanto, a partir dos dados coletados é possível se calcular com precisão índices relativos à condição superficial, tais como o IRI ou o QI;
- Podem gerar resultados mais confiáveis que os obtidos estaticamente, pois a coleta de dados é automatizada, o que elimina fontes de erros humanos.

Entre as vantagens do uso do perfilômetro inercial laser, pode-se destacar:

- É realizada durante a mesma passagem do veículo;
- Representa muito menos risco aos técnicos que a realizariam caminhando ao longo dos trechos;
- Representa grande economia de tempo e de recursos, pois a medição desta variável em campo requer a formação de uma ou mais equipes, dada a baixa produtividade do levantamento feito a pé;
- Não impõe interferência ao tráfego, que ao contrário, seria desviado ou interrompido temporariamente, causando aborrecimentos ao usuário e diminuição da segurança.
- Permite medidas muito mais confiáveis, pois são calculados valores médios a cada 10 metros, ou seja, são computados valores medidos a cada 1 ou 2 centímetros de deslocamento do veículo. Comumente quando se mede essa variável manualmente é feita apenas uma medida cada 20, 40, 100 ou até 200 metros.
- É fornecido como resultado, além da média, o desvio padrão das medidas consideradas, o que permite aos técnicos uma análise da variação da medida de cada uma das médias.

2.7 ANÁLISE MECANÍSTICA DE PAVIMENTOS: MODELAGEM NUMÉRICA

Executar uma análise mecanística em um pavimento significa determinar respostas estruturais com base nos conceitos da Mecânica. Tensões, deformações e deslocamentos são encontrados em função das propriedades constitutivas dos materiais, da geometria da estrutura, condições de contorno e carregamento a ela imposta. Tais respostas estruturais são dadas em função de hipóteses assumidas, como pequenas deformações e isotropia dos materiais.

Em uma estrutura estratificada como o pavimento existem respostas estruturais específicas que devem ser calculadas, pois estas estão relacionadas a fenômenos de degradação em pavimentos flexíveis. Estas variáveis também servem de parâmetro de dimensionamento do pavimento, uma vez que as mantendo em acima ou abaixo de um determinado valor limite, fenômenos de degradação são evitados ou minimizados na estrutura do pavimento dentro do período de vida útil planejado para a estrutura.

A atuação da carga sobre a superfície do pavimento gera solicitações importantes em pontos específicos da estrutura. Estas solicitações devem ser monitoradas de forma a se ter uma noção quantitativa e/ou qualitativa na simulação do comportamento do pavimento de como fenômenos como trincamento ou fadiga podem se desenvolver. No

sub-item a seguir, são descritos alguns destes pontos e quais as solicitações a eles associadas que tem importância no desempenho dos pavimentos flexíveis.

2.7.1 Respostas estruturais mais importantes na estrutura

Quando a carga de eixo atua sobre o pavimento, existem algumas solicitações que devem ser calculadas devido a sua importância no desempenho dos pavimentos. Tais solicitações são vistas, de maneira ilustrativa, na Figura 19:

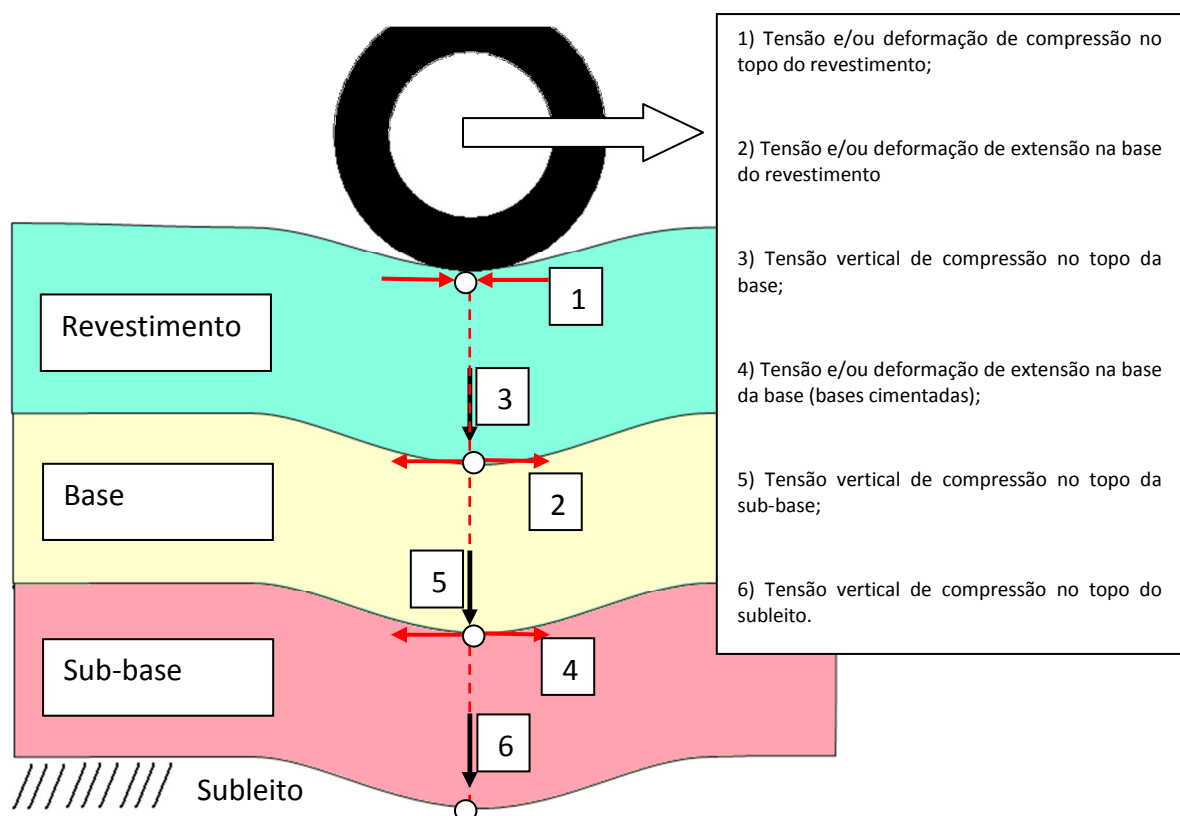


Figura 19 – Solicitações em pavimento flexível submetido à carga de tráfego

As solicitações vistas na figura 19 estão fortemente relacionadas a fenômenos de degradação observados em campo. Na lista abaixo, são citados alguns fenômenos de degradação e as solicitações relacionadas:

- As tensões e/ou deformações de extensão na base do revestimento e da base (no caso das bases cimentadas) estão fortemente ligadas ao trincamento por fadiga dos revestimentos: quanto maiores forem elas, mais acelerado é o processo de fadiga;
- As tensões verticais de compressão no topo das camadas inferiores ao revestimento têm ligação com o nível de deformações permanentes das mesmas: quanto maiores elas forem, maior é a tendência de desenvolvimento de deformações permanentes;
- As tensões e/ou deformações de compressão no topo do revestimento podem ser associadas às deformações permanentes devido ao revestimento.

Atualmente, em modelos mais sofisticados, os fenômenos de trincamento por fadiga e deformações permanentes são modelados em função não de tensões e/ou deformações individuais, mas sim de invariantes de tensões. Como foi mostrado em relatórios anteriores, a rigidez das camadas de base, sub-base e subleito pode depender da soma das tensões principais e da tensão de cisalhamento octaédrica. O desenvolvimento de deformações permanentes nas camadas inferiores ao revestimento depende, em modelos recentes, da razão entre a soma das tensões principais e a tensão octaédrica.

O Abaqus® é um programa computacional de análise que incorpora esse tipo de consideração, sendo dentro de sua biblioteca de modelos ou por programação do usuário, através da sub-rotina UMAT. O sub-item a seguir, é descrito brevemente o funcionamento do programa Abaqus®, empregado nas análises deste relatório.

2.7.2 Modelagem numérica via Abaqus®

Para realização destas análises, a ferramenta mais adequada parece o uso de ferramentas que empreguem o método de elementos finitos, também conhecido com FEM – Finite Element Modeling. Foi também investigada a possibilidade de uso de métodos de elementos discretos, ou DEM – Discrete Element Modeling, para realização das análises, sendo o primeiro julgado como o mais adequado.

O método de elementos finitos (FEM) é uma técnica numérica para encontro de soluções aproximadas de equações diferenciais parciais (EDP) e também equações integrais. O método da solução é baseado na eliminação completa das equações diferenciais (problemas de estado estático), ou na transformação das EDP em um sistema aproximado de equações diferenciais ordinárias, as quais podem ser então numericamente integradas utilizando técnicas padrão como método de Euler, Runge-Jutta, etc.

Para a resolução de equações diferenciais parciais, o desafio primordial é a criação de um sistema de equações a ser estudado, mas que seja numericamente estável, o que significa que os erros nos dados de entrada e nos cálculos intermediários não acumulem e gerem dados de saída não significantes. Há muitas maneiras de se fazer isto, todas com vantagens e desvantagens. O método de elementos finitos é uma boa escolha para a solução de EDP para um vasto número de aplicações. Aplicativos baseados em FEM são hoje uma potente ferramenta utilizada na engenharia para simulação de problemas complexos.

O método de elementos discretos (DEM) é uma família de métodos numéricos para estudo da movimentação de um grande número de partículas como moléculas de grãos de areia. O método foi originalmente aplicado por Cundall em 1971 para solução de problemas de mecânica das rochas. A base teórica do método foi detalhada por vários pesquisadores na década de oitenta, que mostram que DEM poderia ser visto como um método de elementos finitos generalizado.

Análises realizadas com DEM utilizam processamento computacional intensivo, o que limita a amplitude da simulação ou o número de partículas. Avanços na engenharia de software começam a utilizar-se das vantagens oferecidas por processamentos em paralelo (sistemas compartilhados ou distribuídos) para aumentar o número de partículas

ou a extensão da modelagem. Uma alternativa a tratar todas as partículas de uma forma independente é ponderar a física através de muitas partículas e, desta forma, tratar o material como um contínuo. No caso da modelagem de um comportamento granular sólido, como na mecânica dos solos, a alternativa de tratar o material como um contínuo normalmente trata o material como elástico ou elasto-plástico, modelando o mesmo com método dos elementos finitos ou um método de malha livre.

Entre as desvantagens do método de elementos discretos sobre a modelagem de elementos finitos estão: os recursos computacionais utilizados por DEM são consideravelmente mais exaustivos do que os recursos utilizados por FEM, muitas vezes fazendo a mesma modelagem em ambos os métodos pode levar dezenas de vezes mais tempo quando realizada com elementos discretos; o tamanho e a complexidade de geometrias é muito mais difícil de ser atingida com DEM, uma vez que para que qualquer forma seja modelada, esta deve ser realizada com uma composição de esferas de variados tamanhos; os softwares que utilizam DEM são ainda mais restritos e de interface bastante mais complicadas.

Para esta pesquisa foi assim escolhido o emprego do método de elementos finitos, baseado em estudos preliminares de ferramentas disponíveis para modelagem de um corpo-de-prova sob um ensaio de compressão diametral. Vários trabalhos na literatura internacional, como os de Massad et al. (1996), Nazarian e Boodapati (1995), Kim e Tutumluer (2007), entre vários outros, apontam esta ferramenta como sendo de uso atrativo para modelagem em assuntos relativo a mecânica de pavimentos e ensaios laboratoriais.

Dos softwares disponíveis para análises pelo método dos elementos finitos, um dos mais conhecidos é o pacote ABAQUS/CAE®. Este software é uma ferramenta poderosa, complexa e bastante cara para ser adquirida. Desta forma, fez-se a opção de uso de um servidor da Universidade de Sheffield / UK para as modelagens apresentadas a seguir. A versão do software utilizada foi a 6.7-1 com build de 2007.

O maior desafio para esta análise é a implementação de uma "User Material Library" - UMAT; esta é atingida a partir de um código Fortran elaborado dentro do Sistema, que faz com que uma Matriz Jacobiana seja iterativamente inserida a partir da rotina escolhida para a modelagem do material.

Os primeiros testes revelaram que o código implantado necessita vários minutos para rodar um modelo completo de pavimento. A Figura mostra os resultados obtidos.

Como pode ser observado os tempos para rodar um modelo e obter os resultados desejados são elevados. Para a harmonização dos resultados obtidos, é necessário um período de 10 minutos para cada variável de análise a ser estudada, após 800 interações. Atenta-se para o fato das análises rodarem em um super computador de grande poder de cálculo, o qual, caso executado em um PC convencional pode levar de 5 a 10 vezes mais tempo por análise, caso o software seja suportado.

A Figura mostra a estrutura do pavimento com a malha de elementos utilizado no trabalho.

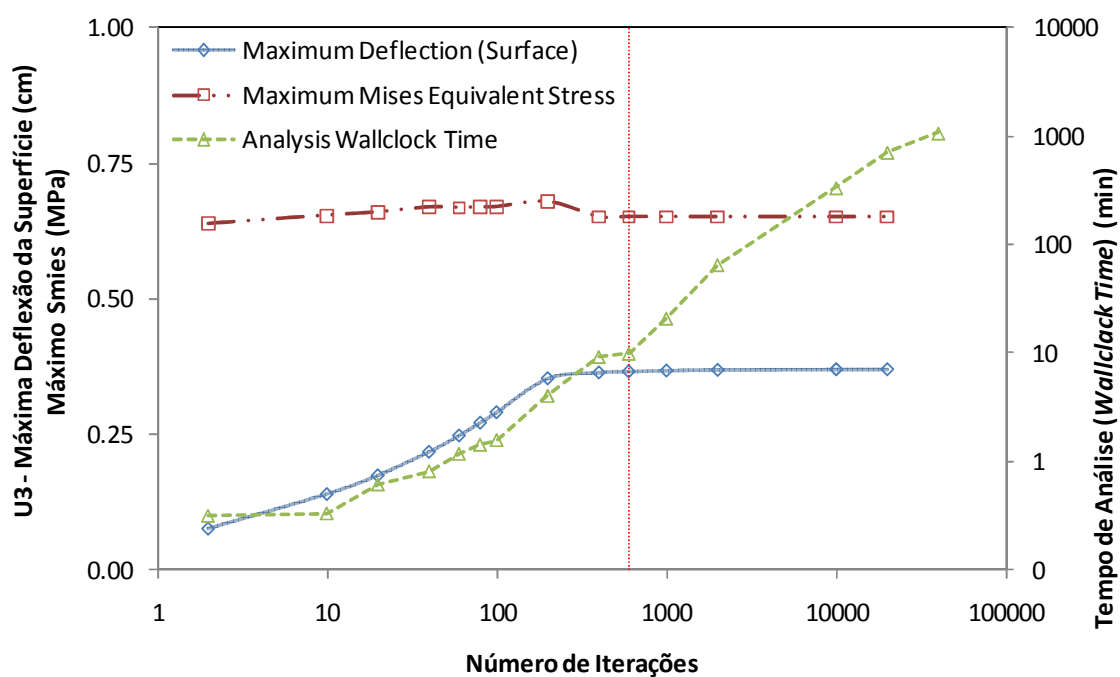


Figura 20 - Análise do tempo versus número de iterações para a UMAT escolhida

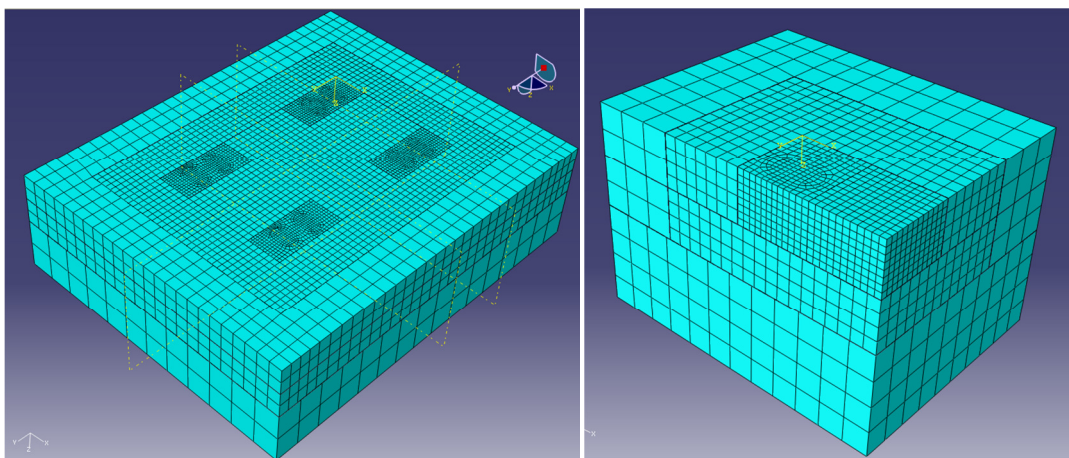


Figura 21 - Malha de elementos geradas para as análises da pesquisa

3 DADOS DE CAMPO LEVANTADOS

3.1 DADOS DE DEFLEXÃO – ÉPOCA SECA

Os dados de deflexão foram obtidos através de ensaios com FWD - *Falling weight Deflectometer*. O FWD é um equipamento de última geração, que permite a determinação automática das bacias de deformações recuperáveis dos pavimentos, com elevada precisão e produtividade.

Para a pesquisa foi contratado a determinação das bacias deflectométricas para posterior análise, com ênfase, neste caso, em uma estação seca em Porto Alegre, abrangendo o mês de Maio de 2010. A campanha se desenrolou nos trechos inicialmente propostos com avaliação nos trechos compreendidos entre os km25+000 ao km32+000, km39+000 ao km48+000 e km54+000 ao km70+000 da rodovia da pista norte.

Os dados obtidos para deflexão são vistos na Figura 22:

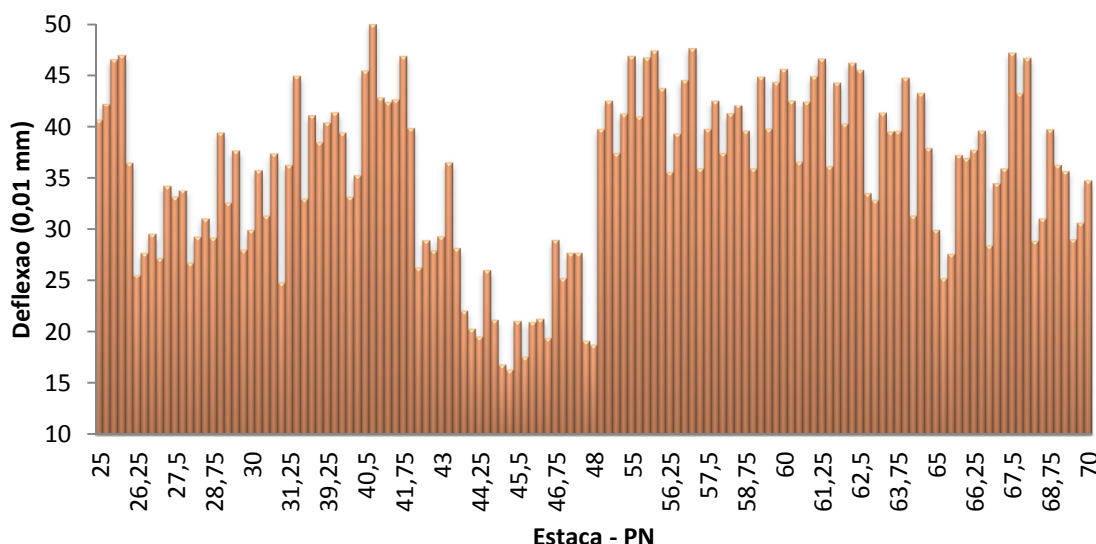


Figura 22 – Dados de deflexão para levantamento em época seca

3.2 DADOS DE DEFLEXÃO – ÉPOCA CHUVOSA

Para a pesquisa foi contratado a determinação das bacias deflectométricas para posterior análise, com ênfase em uma estação chuvosa. A campanha se desenrolou nos trechos inicialmente propostos com avaliação nos trechos compreendidos entre os km25+000 ao km32+000, km39+000 ao km48+000 e km54+000 ao km70+000 da rodovia da pista norte. A Figura 23 mostra os dados obtidos:

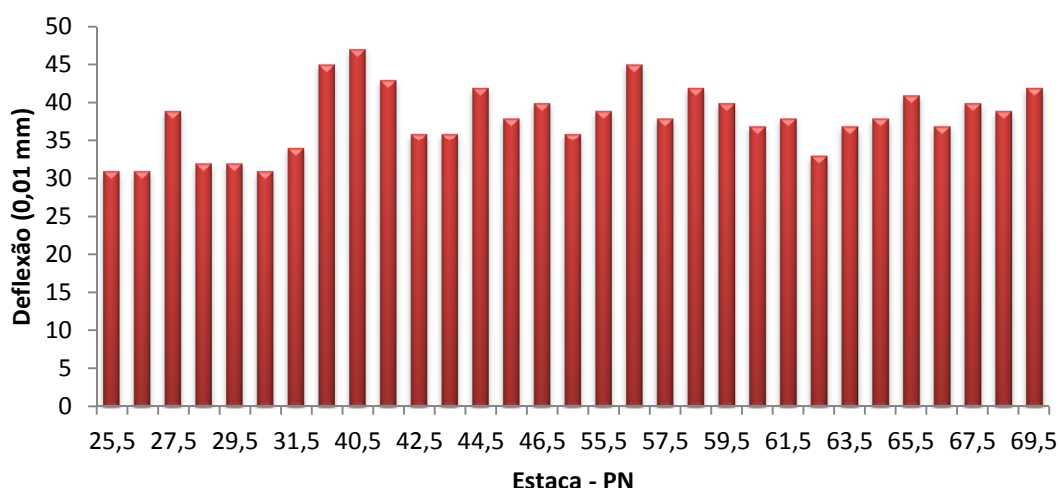


Figura 23 - Resultados de deflexão obtidos para a época chuvosa

3.3 DADOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA A ÉPOCA SECA

A campanha para determinação de deformação permanente do segmento da pesquisa foi realizado no mês de Abril de 2010 com a aplicação de uma barra laser, que forma uma treliça imaginária gerada pela disposição de cinco lasers em um sistema inercial.

As figuras 24, 25 e 26 apresentam os resultados obtidos:

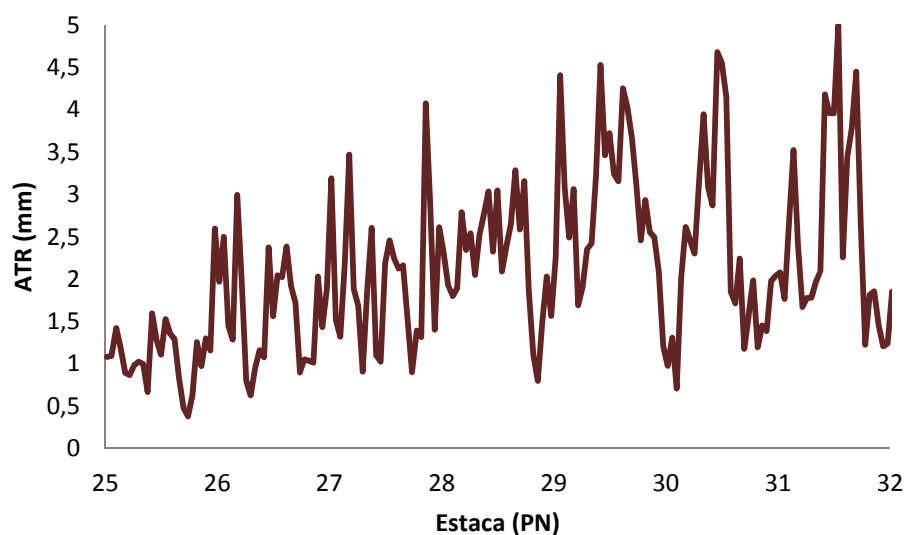


Figura 24 – ATRs medidos na estação seca (estacas 25+000 a 32+000)

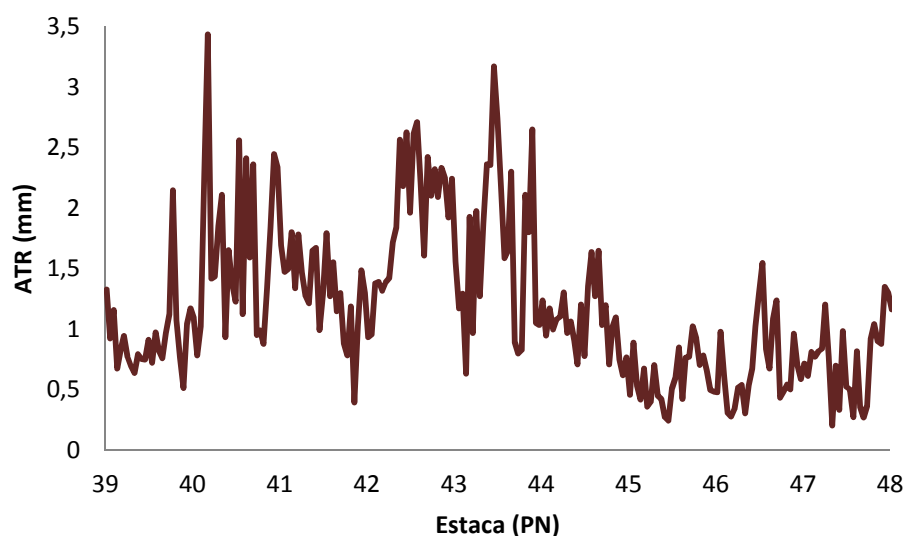


Figura 25 – ATRs medidos na estação seca (estacas 39+000 a 48+000)

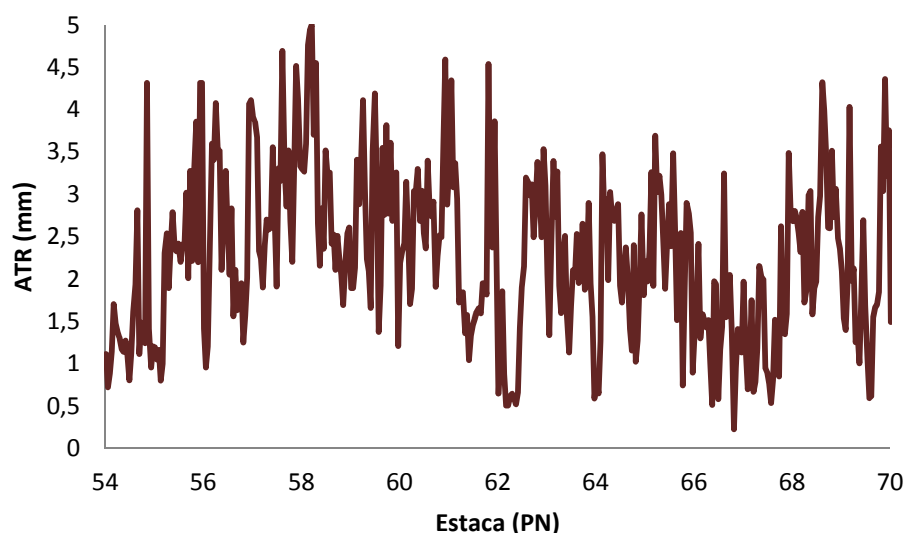


Figura 26 – ATRs medidos na estação seca (estacas 54+000 a 70+000)

3.4 DADOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA A ÉPOCA CHUVOSA

A campanha para determinação de deformação permanente do segmento da pesquisa foi realizado no mês de Agosto com a aplicação de uma barra laser, que forma uma treliça imaginária gerada pela disposição de cinco lasers em um sistema inercial.

As figuras 27, 28 e 29 apresentam os resultados obtidos:

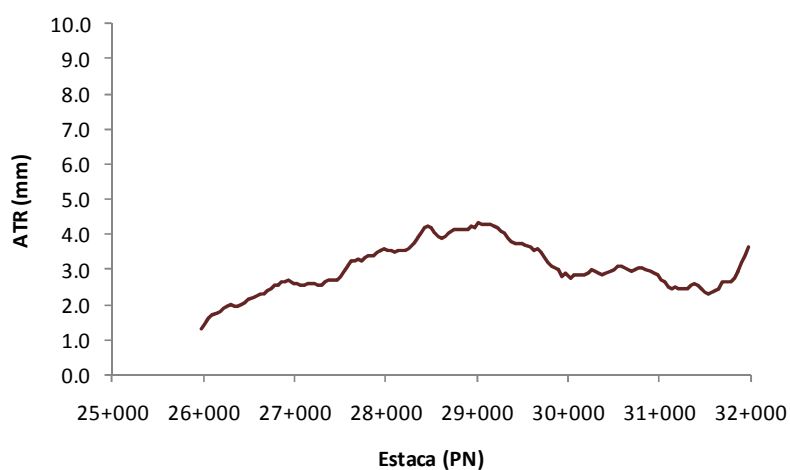


Figura 27 – ATRs medidos na estação chuvosa (estacas 25+000 a 32+000)

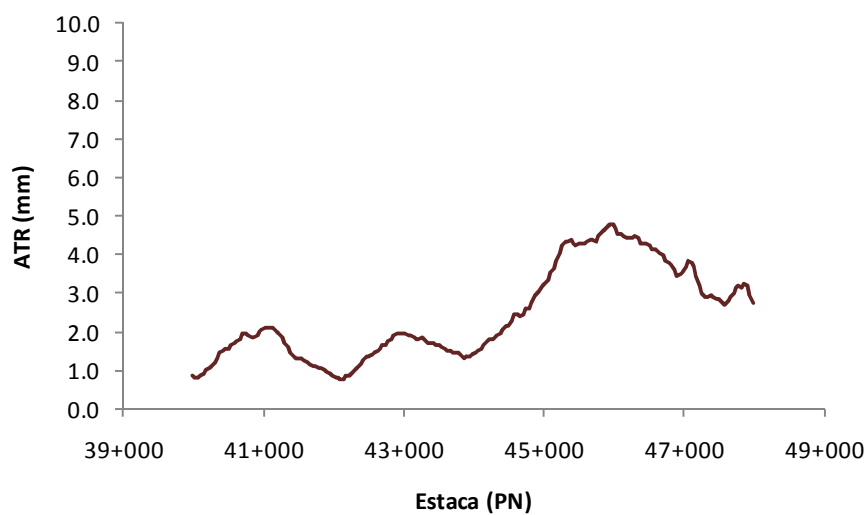


Figura 28 – ATRs medidos na estação chuvosa (estacas 39+000 a 48+000)

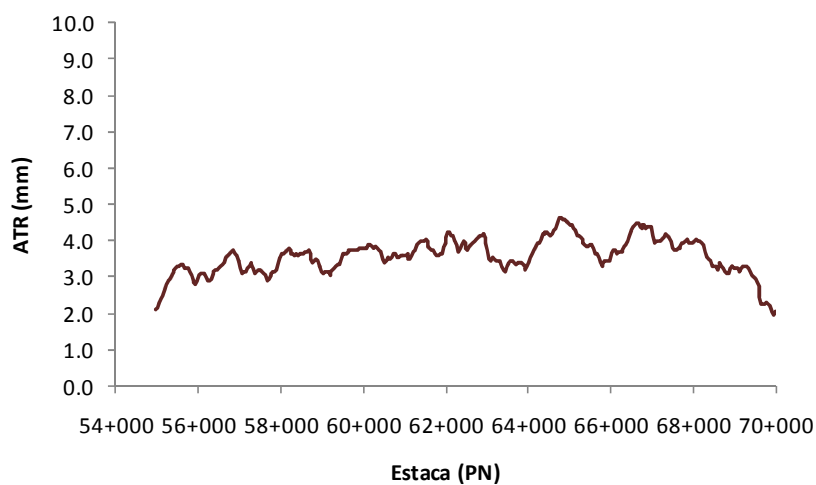


Figura 29 – ATRs medidos na estação chuvosa (estacas 54+000 a 70+000)

4 RETRO-ANÁLISES

4.1 INVESTIGAÇÃO DA ESTRUTURA

No intuito de balizar as retro-análises das bacias deflectométricas, estabelecendo limites máximos e mínimos para as estrutura ensaiada, foi realizada uma campanha de identificação da estrutura do pavimento investigado.

A Figura e Figura ilustram as investigações de campo realizadas que foram associadas a prospecção de dados:



Figura 30 - Investigação da Estrutura Existente - determinação da espessura de capa



Figura 31 - Coleta de amostra do material de base

4.2 O EVERCALC 5.0® E TRATAMENTO DOS DADOS PARA RETRO-ANÁLISE

Retro-análise consiste na avaliação não destrutiva da condição estrutural de um pavimento a partir da análise das deflexões por ele apresentadas quando submetido a um carregamento, tendo como resultado os módulos de elasticidade das camadas.

As bacias defletométricas foram levantadas para a pesquisa em andamento com equipamento tipo FWD, conforme descrito no Capítulo 4. Com as bacias defletométricas e as estruturas das seções tipo, estimaram-se Módulos de Elasticidade sob Cargas Repetidas para cada camada, empregando o software EVERCALC 5.0.

O programa computacional para retroanálises EVERCALC é parte integrante de um conjunto de softwares para avaliação e projetos de pavimentos chamado EVERSERIES 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Estradas do Estado de Washington (WSDOT), nos Estados Unidos da América. Também fazem parte do conjunto o EVERSTRESS, utilizado para análise mecânica (projetos de pavimentos) e o EVERPAVE, para dimensionamento de reforços.

O EVERCALC funciona calculando a bacia de deflexões teórica (a partir de dados de intervalos de módulos de elasticidade fornecidos pelo usuário para cada camada) e comparando-a com a bacia levantada em campo pelo FWD. Este processo é realizado a partir de iterações sucessivas, até que a diferença entre as bacias teórica e medida seja tolerável.

O software calcula uma bacia de deflexões teóricas e compara-a com a bacia de deflexões medida pelo FWD, ajustando os valores dos módulos das camadas do pavimento por iterações até uma diferença entre a bacia calculada e a bacia medida que se considere adequada.

O programa permite utilizar dados de até 7 sensores e de 8 golpes para cada ponto de ensaio com FWD. O número de camadas para análise deve ser limitado em 5. A partir de valores iniciais de módulos para cada camada propostos pelo usuário, o programa busca, mediante iterações sucessivas, os valores de módulo de cada camada, até que a diferença entre a bacia de deflexões medida e calculada seja tolerável.

O módulo de cada camada é corrigido para uma carga aplicada de 40 kN (4,0 tf), e o módulo da camada asfáltica ainda pode ser corrigido para a temperatura de 25°C. O erro médio quadrático para a retroanálise é estabelecido pela equação 18:

$$RMS(\%) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \quad \text{Equação 18}$$

onde d_{ci} e d_{mi} são as deflexões calculadas e medidas e n é o número de sensores. Normalmente uma tolerância de 1% é suficiente para o cálculo. Uma vez encerrado o cálculo, o programa ainda realiza uma análise tensão-deformação em pontos críticos das diversas camadas da estrutura do pavimento. As Figuras 32 e 33, a seguir, apresentam um

exemplo da entrada de dados para a realização de uma retroanálise de leitura de sensores de FWD.

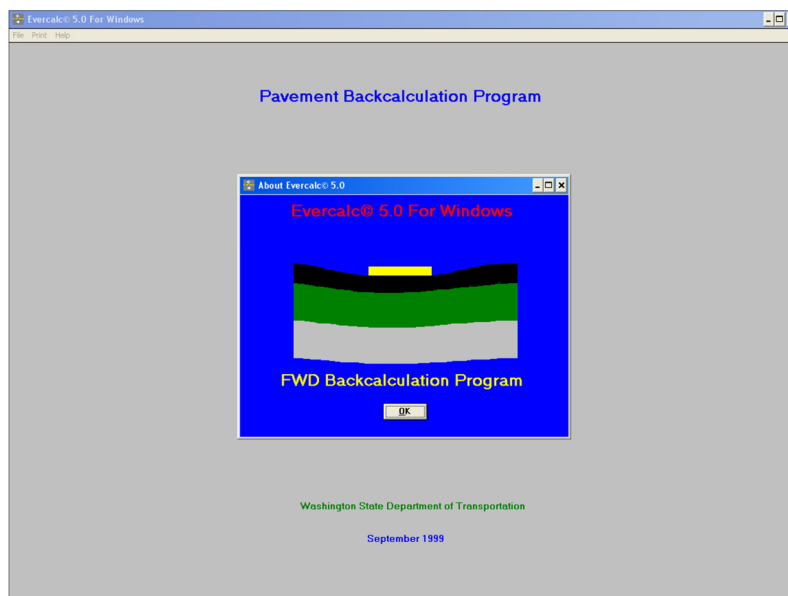
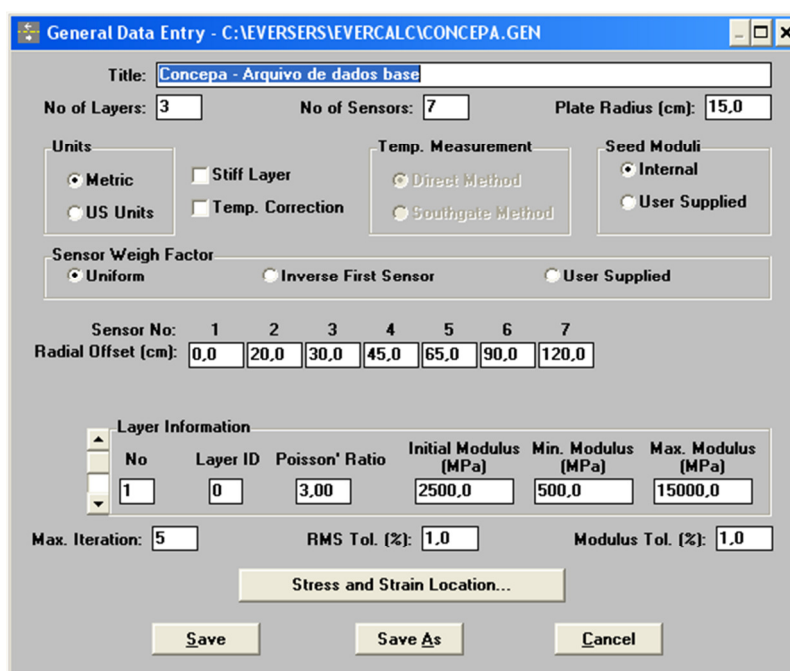


Figura 32 - Tela de abertura do EVERCALC 5.0.



Title:

No of Layers: No of Sensors: Plate Radius (cm):

Units: ☒ Metric ☐ US Units ☐ Stiff Layer ☐ Temp. Correction

Temp. Measurement: ☒ Direct Method ☐ Southgate Method

Seed Moduli: ☒ Internal ☐ User Supplied

Sensor Weigh Factor: ☒ Uniform ☐ Inverse First Sensor ☐ User Supplied

Sensor No: 1 2 3 4 5 6 7
Radial Offset (cm):

No	Layer ID	Poisson's Ratio	Initial Modulus (MPa)	Min. Modulus (MPa)	Max. Modulus (MPa)
1	0	3,00	2500,0	500,0	15000,0

Max. Iteration: RMS Tol. (%): Modulus Tol. (%):

Figura 33 - Tela para a entrada de dados gerais sobre o pavimento.

Nas retro-análises do Estudo, considerou-se que os pavimentos são compostos por quatro ou cinco camadas, conforme dados disponíveis de estratigrafia. Os módulos retroanalizados são denominados respectivamente por E1, E2, E3, E4 e E5. O módulo E1 corresponde ao conjunto das camadas asfálticas existentes, o módulo E2 corresponde à

base, o módulo E3 corresponde à sub-base. Nas estruturas em quatro camadas, o módulo do subleito é E4; enquanto que nas (poucas) estruturas em 5 camadas E4 é o módulo do reforço do subleito e E5 o módulo do subleito.

Foram analisadas bacias de deflexão geradas a partir de equipamento FWD, com finalidade de determinar os módulos de elasticidade das camadas constituintes do pavimento em seis trechos:

- km 25+020 a km 31+980 - Faixa 2;
- km 25+000 a km 32+000 - Faixa 3;
- km 39+020 a km 47+980 - Faixa 2;
- km 39+000 a km 48+000 - Faixa 3;
- km 54+020 a km 69+980 - Faixa 2;
- km 54+000 a km 70+000 - Faixa 3.

Para as análises apresentadas neste relatório, foram utilizados dados colhidos em campo a partir de um deflectômetro do tipo FWD. Os dados registrados nos levantamentos foram:

- posição da leitura em relação à origem da rodovia;
- carga aplicada;
- deslocamentos verticais devido à carga por sete sensores, posicionados 0cm, 20cm, 30cm, 45cm, 65cm, 90cm e 120cm do centro da placa de aplicação de carga;
- temperatura do pavimento;
- temperatura do ar;

Os dados recebidos foram tratados em Microsoft Excel para possibilitar a interpretação pelo EVERCALC. As retroanálises foram feitas por Segmentos Homogêneos, determinados pela deflexão máxima e estrutura do pavimento, que foi fornecida pela empresa contratante juntamente com os arquivos *.FWD.

A premissa inicial é de que o método de aquisição das deflexões é indireto, já que a queda de uma massa simula a passagem de uma carga. Também é premissa dessas análises que foi considerada apenas a resposta elástica do pavimento, sendo descartada a parcela viscosa do deslocamento do revestimento asfáltico.

Sobre o programa utilizado para retroanálise, tem-se que ele é baseado na Teoria da Elasticidade e em sistemas de múltiplas camadas que funcionam solidariamente. As camadas (consideradas uniformes e infinitamente longas horizontalmente) são compostas de materiais elásticos lineares, homogêneos, isotrópicos, e são caracterizadas por seus módulos de elasticidade e seus coeficientes de Poisson. A camada de subleito é tida como semi-infinita na direção vertical.

Nesta etapa da pesquisa, as retroanálises foram realizadas considerando-se as camadas lineares, sendo que apenas após o conhecimento da estação seca é que se conhecerá a variação do MR, o que possibilitará, então, a determinação dos coeficientes não-lineares da mistura. Pontencialmente, ensaios de laboratório serão necessários para fornecer os parâmetros base que forneçam subsídios para tal análise.

4.3 RETRO-ANÁLISE DAS DEFLEXÕES DA ÉPOCA CHUVOSA

Os segmentos homogêneos, listados na Tabela 3, foram definidos por uma análise crítica das deflexões máximas e estrutura do pavimento. Além de possibilitar a visualização do comportamento de diferentes estruturas do pavimento, este procedimento foi adotado para que se pudesse analisar separadamente sub-trechos com mesma estrutura, mas comportamentos estruturais discordantes.

Tabela 3 - Segmentos Homogêneos considerados para a época chuvosa

SH	km inicial e km final	Faixa	SH	km inicial e km final	Faixa
1	25+020 a 25+780	2	20	54+020 a 54+540	2
2	25+820 a 26+980	2	21	54+580 a 55+060	2
3	27+020 a 27+740	2	22	55+100 a 56+660	2
4	27+780 a 30+580	2	23	56+700 a 58+500	2
5	30+620 a 31+980	2	24	58+540 a 60+420	2
6	25+000 a 25+760	3	25	60+460 a 61+860	2
7	25+800 a 26+760	3	26	61+900 a 63+700	2
8	27+800 a 30+560	3	27	63+740 a 66+460	2
9	30+600 a 32+000	3	28	66+500 a 69+980	2
10	39+020 a 39+740	2	29	54+000 a 54+520	3
11	39+780 a 41+820	2	30	54+560 a 55+080	3
12	41+860 a 43+260	2	31	55+120 a 56+600	3
13	43+300 a 45+700	2	32	56+640 a 58+480	3
14	45+740 a 47+980	2	33	58+520 a 60+440	3
15	39+000 a 39+720	3	34	60+480 a 61+880	3
16	39+760 a 41+800	3	35	61+920 a 63+640	3
17	41+840 a 43+280	3	36	63+680 a 66+480	3
18	43+320 a 45+720	3	37	66+520 a 70+000	3
19	45+760 a 48+000	3			

A Tabela 4 apresenta o resultado das retroanálises realizadas conforme a metodologia descrita anteriormente para todos os segmentos homogêneos analisados. Cabe ainda salientar que os modelos de temperatura não foram calibrados para a região, uma vez que não foi possível obter dados em tempo para tanto. Assim, os valores apresentados são representativos para um modelo americano de correção de temperatura, o que não altera a tendência de resultados a ser obtidos da pesquisa, cujo objetivo maior é análise da não-linearidade de materiais granulares.

Tabela 4 – Resultado das retro-análises para os dados colhidos na época chuvosa

SH 1	km 25+020 até 25+780		Faixa 2						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	107.3	86.1	78.1	68.1	56.2	44.2	32.4	8.61%
	Bacia média Calculada	99.4	80.7	72.6	63.6	54.1	45.1	36.7	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		Placas de Concreto de Cimento Portland				8191	
		Base		CBUQ +BGTC				1095	
Sub-base		Saibro				214			
Subleito		Argila				280			

SH 2	km 25+820 até 26+980		Faixa 2						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	285.6	218.8	179.8	143.6	99.8	65.0	41.5	8.49%
	Bacia média Calculada	247.0	188.9	162.7	131.5	98.3	68.1	44.9	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				2078	
		Base		BGTC				296	
		Sub-base		SAIBRO				87	
		Subleito		ARGILA				235	

SH 3	km 27+020 até 27+740		Faixa 2						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	573.2	428.5	333.5	250.4	155.5	89.9	51.7	9.49%
	Bacia média Calculada	540.6	364.0	292.8	217.5	146.6	91.4	55.9	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				736	
		Base		BGTC				100	
		Sub-base		SAIBRO				54	
		Subleito		ARGILA				168	

SH 4	km 27+780 até 30+580		Faixa 2						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	419.7	318.8	260.5	204.3	137.4	84.0	50.3	3.15%
	Bacia média Calculada	420.1	314.6	260.1	195.3	132.2	82.9	52.0	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		PMQ + CBUQ				2403	
		Base		BGTC				349	
		Sub-base		SAIBRO				53	
		Subleito		ARGILA				177	

SH 5	km 30+620 até 31+980		Faixa 2						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	470.1	354.9	286.8	221.6	148.6	88.2	52.6	6.91%
	Bacia média Calculada	446.4	320.4	262.4	197.8	136.1	87.6	56.0	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		PMQ + CBUQ				2085	
		Base		BGTC				348	
		Sub-base		SAIBRO				55	
		Subleito		ARGILA				174	

SH 6	km 25+000 até 25+760		Faixa 3						
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	147.6	123.3	111.7	96.1	77.7	59.9	42.9	14.17%
	Bacia média Calculada	119.5	98.1	89.7	80.9	71.8	62.5	53.3	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		Placas de Concreto de Cimento Portland				5929	
		Base		CBUQ +BGTC				1505	
		Sub-base		SAIBRO				117	
		Subleito		ARGILA				228	

Tabela 4 – continuação

SH 7	km 25+800 até 27+760 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	337.3	250.4	198.7	149.6	95.6	62.5	43.1	7.30%	
	Bacia média Calculada	321.0	224.6	184.8	142.0	100.5	66.2	42.5		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ						1429	
		Base	BGTC						226	
Sub-base		SAIBRO						82		
Subleito		ARGILA						239		

SH 8	km 27+800 até 30+560 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	383.3	278.0	207.0	146.7	89.0	57.2	39.9	3.54%	
	Bacia média Calculada	395.2	266.5	207.0	144.3	92.2	58.0	39.2		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	PMQ + CБУQ						1426	
		Base	BGTC						123	
		Sub-base	SAIBRO						149	
		Subleito	ARGILA						227	

SH 9	km 30+600 até 32+000 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	382.2	252.4	173.5	116.5	69.6	46.8	35.1	6.80%	
	Bacia média Calculada	393.0	233.7	173.6	118.3	75.4	48.4	33.8		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	PMQ + CБУQ						782	
		Base	BGTC						159	
		Sub-base	SAIBRO						191	
		Subleito	ARGILA						255	

SH 10	km 39+020 até 39+740 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	115.2	95.5	88.8	80.0	68.1	54.8	41.7	3.55%	
	Bacia média Calculada	110.1	95.0	88.0	78.9	67.6	55.2	43.1		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	Placas de Concreto de Cimento Portland						11779	
		Base	CБУQ						5625	
		Sub-base	BGTC + Saibro						192	
		Subleito	Argila						271	

SH 11	km 39+780 até 41+820 Faixa 2									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	584.0	434.2	336.4	247.1	150.0	82.4	47.5	6.04%	
	Bacia média Calculada	539.2	415.2	335.7	237.7	146.7	83.2	50.4		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ						3153	
		Base	BGTC						190	
		Sub-base	SAIBRO						42	
		Subleito	ARGILA						164	

SH 12	km 41+860 até 43+260 Faixa 2									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	251.7	192.4	162.7	134.5	99.1	68.1	46.9	14.67%	
	Bacia média Calculada	248.2	199.2	169.3	132.9	98.3	71.1	52.5		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ + PMQ + CБУQ						7722	
		Base	BGS						511	
		Subleito	ARGILA						182	

Tabela 4 – continuação

SH 13	km 43+300 até 45+700 Faixa 2									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	144.4	104.2	88.7	74.8	58.9	45.0	34.0	14.07%	
	Bacia média Calculada	148.9	112.4	93.7	75.2	59.9	47.7	37.9		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ						10167	
		Base	BGTC						1504	
Subleito		ARGILA						253		

SH 14	km 45+740 até 47+980 Faixa 2									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	234.7	175.2	139.8	110.2	78.4	55.0	39.8	13.90%	
	Bacia média Calculada	196.9	150.0	129.9	106.6	81.8	59.2	41.9		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ + RECICLAGEM						5227	
		Base	SAIBRO						175	
Subleito		ARGILA						249		

SH 15	km 39+000 até 39+720 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	126.1	112.0	103.4	96.0	84.3	70.3	56.9	6.28%	
	Bacia média Calculada	118.1	107.4	101.8	94.0	83.8	71.9	59.6		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	Placas de Concreto de Cimento Portland						17838	
		Base	CБУQ						5419	
Sub-base		BGTC + Saibro						194		
Subleito		Argila						178		

SH 16	km 39+760 até 41+800 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	553.2	323.7	204.3	133.3	80.4	54.3	40.5	14.96%	
	Bacia média Calculada	429.0	295.8	223.4	148.0	91.4	59.0	42.6		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ						1500	
		Base	BGTC						119	
Sub-base		SAIBRO						214		
Subleito		ARGILA						196		

SH 17	km 41+880 até 43+280 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	540.5	330.0	216.2	140.6	84.9	56.3	40.9	9.85%	
	Bacia média Calculada	433.4	301.2	227.5	149.2	89.4	55.0	38.7		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ + PMQ + CБУQ						1566	
		Base	BGS						123	
Subleito		ARGILA						221		

SH 18	km 43+320 até 45+720 Faixa 3									
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio	
	Bacia FWD	538.8	342.4	227.3	147.0	87.8	58.9	42.5	6.06%	
	Bacia média Calculada	521.7	338.8	238.7	147.1	88.9	58.9	43.1		
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento	CБУQ						2002	
		Base	BGTC						151	
Subleito		ARGILA						206		

Tabela 4 – continuação

SH 19	km 45+760 até 48+000 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	479.3	318.9	212.4	143.2	89.0	61.2	45.4	14.98%
	Bacia média Calculada	340.1	232.5	190.0	144.9	101.1	65.7	42.5	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + RECICLAGEM				1094	
		Base		SAIBRO				96	
Subleito		ARGILA				235			

SH 20	km 54+020 até 54+540 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	117.1	101.0	93.5	84.8	72.1	58.4	45.1	8.94%
	Bacia média Calculada	107.2	96.0	90.4	82.8	73.1	61.9	50.6	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		Placas de Concreto de Cimento Portland				16108	
		Base		CBUQ				5210	
		Sub-base		BGS + Saibro				286	
		Subleito		Argila				198	

SH 21	km 54+580 até 55+060 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	387.4	287.2	227.6	173.7	113.5	70.9	46.6	4.38%
	Bacia média Calculada	370.8	290.5	236.3	171.1	112.4	70.6	46.0	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				6538	
		Base		BGS				710	
		Sub-base		SAIBRO				122	
		Subleito		ARGILA				203	

SH 22	km 55+100 até 56+660 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	459.8	335.3	260.5	199.7	130.7	83.7	55.2	14.64%
	Bacia média Calculada	306.7	236.4	206.2	170.7	131.3	93.8	64.1	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + RECICLAGEM				1666	
		Base		BGS + SAIBRO				70	
		Subleito		ARGILA				179	

SH 23	km 56+700 até 58+500 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	587.1	415.7	315.8	232.4	142.4	82.1	50.9	14.97%
	Bacia média Calculada	403.8	288.7	242.6	192.0	139.7	94.1	61.6	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + RECICLAGEM				982	
		Base		SAIBRO				60	
		Subleito		ARGILA				171	

SH 24	km 58+540 até 60+420 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	435.0	314.5	240.9	177.9	111.5	66.8	41.3	11.50%
	Bacia média Calculada	369.4	261.1	215.3	164.7	115.4	76.0	50.1	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				1581	
		Base		BGS + SAIBRO				104	
		Subleito		ARGILA				191	

Tabela 4 – continuação

SH 25	km 60+460 até 61+860 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	444.6	332.1	254.6	184.8	109.2	60.3	36.8	11.04%
	Bacia média Calculada	371.1	284.8	234.8	173.3	112.9	65.8	37.7	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				2079	
		Base		BGTC				221	
Sub-base		SAIBRO				60			
Subleito		ARGILA				252			

SH 26	km 61+900 até 63+700 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	430.1	300.3	221.7	154.0	85.8	46.5	29.7	13.52%
	Bacia média Calculada	339.3	244.7	196.6	140.9	89.0	50.8	29.0	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + PMQ				1571	
		Base		BGTC				199	
		Sub-base		SAIBRO				85	
		Subleito		ARGILA				311	

SH 27	km 63+740 até 66+460 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	332.3	223.5	157.6	104.3	57.2	33.2	24.7	14.52%
	Bacia média Calculada	273.6	185.6	144.2	100.1	62.9	38.0	24.4	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				1579	
		Base		BGS				203	
		Sub-base		SAIBRO				189	
Subleito		ARGILA				365			

SH 28	km 66+500 até 69+980 Faixa 2								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	350.7	230.7	162.5	107.4	58.1	34.4	26.0	12.65%
	Bacia média Calculada	324.8	214.2	159.0	104.1	63.2	38.9	26.5	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				1961	
		Base		BGS				235	
		Sub-base		SAIBRO				184	
Subleito		ARGILA				341			

SH 29	km 54+000 até 54+520 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	157.7	128.3	118.7	106.6	85.3	68.8	52.8	12.38%
	Bacia média Calculada	130.9	116.4	109.0	99.1	86.6	72.5	58.4	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		Placas de Concreto de Cimento Portland				11927	
		Base		CBUQ				3411	
		Sub-base		BGS + Saibro				186	
Subleito		Argila				186			

SH 30	km 54+560 até 55+080 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	524.6	346.9	248.5	177.6	114.8	77.9	56.9	6.91%
	Bacia média Calculada	438.8	333.1	262.9	182.8	118.1	77.8	55.4	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				5000	
		Base		BGS				264	
		Sub-base		SAIBRO				159	
Subleito		ARGILA				164			

Tabela 4 – continuação

SH 31	km 55+120 até 56+600 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	563.8	349.0	233.8	160.5	101.4	68.5	50.1	14.70%
	Bacia média Calculada	400.7	267.9	218.1	167.1	117.8	77.4	50.4	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + RECICLAGEM				800	
		Base		BGS + SAIBRO				91	
		Subleito		ARGILA				198	
SH 32	km 56+640 até 58+480 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	483.4	301.5	197.5	131.1	84.4	60.0	45.1	14.86%
	Bacia média Calculada	354.7	227.0	182.5	140.4	101.6	70.6	49.5	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + RECICLAGEM				800	
		Base		SAIBRO				174	
		Subleito		ARGILA				194	
SH 33	km 58+520 até 60+440 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	481.9	290.6	187.1	120.9	72.3	48.8	35.7	13.73%
	Bacia média Calculada	352.0	219.9	172.6	128.7	91.3	64.1	46.5	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				800	
		Base		BGS + SAIBRO				217	
		Subleito		ARGILA				199	
SH 34	km 60+480 até 61+880 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	433.9	280.0	191.2	127.6	76.9	52.8	40.7	14.82%
	Bacia média Calculada	314.3	231.1	186.2	134.7	88.5	55.5	36.6	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				2000	
		Base		BGTC				200	
		Sub-base		SAIBRO				139	
Subleito		ARGILA				251			
SH 35	km 61+920 até 63+640 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	429.9	279.3	194.8	134.3	80.3	52.1	37.7	12.47%
	Bacia média Calculada	331.8	237.7	190.9	138.0	89.9	54.8	34.3	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ + PMQ				1525	
		Base		BGTC				203	
		Sub-base		SAIBRO				114	
Subleito		ARGILA				277			
SH 36	km 63+680 até 66+480 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	412.1	285.9	203.6	136.5	76.1	45.8	32.9	12.81%
	Bacia média Calculada	335.6	233.3	184.8	131.7	84.4	50.4	30.5	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				1370	
		Base		BGS				200	
		Sub-base		SAIBRO				81	
Subleito		ARGILA				304			
SH 37	km 66+520 até 70+000 Faixa 3								
	Dist. dos sensores	0	20	30	45	65	90	120	Erro médio
	Bacia FWD	476.0	312.4	216.4	144.0	79.3	47.9	34.8	9.47%
	Bacia média Calculada	407.5	276.5	209.7	140.5	85.7	50.8	32.4	
	Módulo Médio Calculado das camadas (Mpa)	Revestimento		CBUQ				1370	
		Base		BGS				201	
		Sub-base		SAIBRO				93	
Subleito		ARGILA				278			

4.4 RETRO-ANÁLISE DAS DEFLEXÕES DA ÉPOCA SECA

As Tabelas 5 a 7 mostram os resultados obtidos para os módulos de resiliência para os trechos retroanalizados:

Tabela 5 – Módulos de resiliência retroanalizados (estacas 25+000 a 32+000)

Estaca	Faixa 2					Faixa 3				
	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)
25	1212,2	475,9	50,7	223,5	1,49	508,3	595,9	84	194,5	3,54
25,25	602,9	46,3	41,1	161,4	2,87	1127,9	637,3	51,1	160,1	2,46
25,5	269,4	1939,3	17,6	236,3	1,99	568,1	2919,7	66,2	186,7	1,65
25,75	513	629	22,6	903,7	3,94	1327,7	1213,9	38,8	389,4	2,66
26	1381,1	314,8	84,6	401,1	2,84	243,2	2129,8	34,4	218,3	3,58
26,25	1575,2	469,9	43,8	347,5	1,97	1588,6	2111,1	66,1	250,7	2,28
26,5	1518,6	294,2	40	318,9	1,91	755,6	4420,8	63	201	1,99
26,75	1396,1	263	98,7	269,5	1,33	717,7	2498,6	53,8	205,3	2,15
27	1742,1	469,1	75,9	259,6	1,55	745,2	1897,4	92	197,3	1,84
27,25	1255,8	268	41,1	254,7	1,75	874,3	1525,8	45,1	194,3	2,36
27,5	1324,9	404,1	19,6	881,3	2,03	1136,7	1321,8	41,1	213,7	2,32
27,75	991,2	54,8	104,6	255,3	1,95	871,7	3212,1	44,8	211,8	1,96
28	1634,7	1605,6	103,2	280,6	1,54	1548,3	1051,6	78,6	233	2,16
28,25	1200,7	816,8	51,7	244,5	1,69	1423,4	2286,8	66,1	215,8	2,36
28,5	1417,4	1559,1	34,8	330,9	1,54	2587,6	645,8	114,3	165,5	1,57
28,75	1103	452	51,1	273,8	2,21	1130,4	2593	104,6	247,7	1,82
29	896,4	205,1	46,8	212,7	2,06	4308,9	543,8	90,1	208,3	2,59
29,25	571,1	2304,2	37,2	298,1	2,37	1135,1	3433,3	36,4	306,9	3,64
29,5	1401,3	1515,4	43,7	165,7	1,28	815	821,6	63,8	187,6	2,32
29,75	1731	7431,8	42,1	486,4	1,71	704,3	821,8	84,1	244,5	2,56
30	1552,2	3825,3	53,7	292,3	1,81	2296,7	517	80,8	230,2	2,28
30,25	1298,7	482	33,5	310,5	3,49	1000,6	858,6	89,4	300,6	2,71
30,5	1049,6	1821,9	39,6	311,2	1,94	15794,9	90,1	62,7	252,2	3,56
30,75	1341,2	88	40,1	209,6	2,19	2247,5	853,2	112,4	225	2,64
31	852	1186	64,8	354,3	2,67	2185,3	38540	10	147,5	3,83
31,25	2615,8	57,9	49,2	408,8	3,04	651,5	929,1	47,6	248,7	3,35
31,5	947,5	1887,7	22,4	416,3	1,7	5303,5	39,3	65,8	218,5	5,06
31,75	1585,4	766	51,6	322	2,27	877,8	1328,9	45,1	206,8	3,05
32	1304,2	465,2	42,1	279,9	2,11	1725,1	455,1	56	187,8	3,16

Tabela 6 – Módulos de resiliência retroanalizados (estacas 39+000 a 48+000)

Estaca	Faixa 2					Faixa 3				
	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)
39	947,5	1887,7	22,4	416,3	1,7	1006,1	1574,7	863	214,4	2,52
39,25	1585,4	766	51,6	322	2,27	5303,5	39,3	65,8	218,5	5,06
39,5	1304,2	465,2	42,1	279,9	2,11	877,8	1328,9	45,1	206,8	3,05
39,75	715,5	115,6	58,6	207,9	2,11	1725,1	455,1	56	187,8	3,16
40	1292,6	3237,2	37,8	366,3	1,81	548,8	1516,6	32,9	219,4	3,1
40,25	1632,3	9202,6	11,4	673,5	2,64	467,7	1235	38,1	237,9	3,17
40,5	1017,9	62,8	17	170,5	5,23	554	685,2	44,7	248,5	2,7
40,75	409	454,7	13,4	173	3,27	257,7	577	109,6	174	2,87
41	535,6	762,6	13	207,6	2,04	1448,1	141,1	43,5	165,8	3,63
41,25	515	436,6	10,7	178,8	2,7	834,1	1296,2	184,6	210,1	1,57
41,5	620	2467,1	19,5	306,2	1,23	707	289	118,5	163,5	3,56
41,75	845,4	538,7	14,6	250,6	1,81	591,1	275,7	134,2	204,4	3,53
42	811,8	69,5		171,7	5,66	947,4	358,6	132,7	208,6	2,86
42,25	251,1	45328		313,1	4,82	772,3	628,8	150,8	195,4	1,89
42,5	1127,7	520,3		259	5,75	2479,3	347,9	75,5	217,8	1,98
42,75	291,1	4134,7		258,4	6,14	750,6	471,9	157,9	219,3	3,2
43	871,6	56417,7		244,2	1,22	1207,7	542,5	123,5	161,6	1,35
43,25	914,7	1615,5		260,2	5,73	1031,5	464,9	53,2	200,3	2,75
43,5	854,1	5118,7		442,6	6,01	841,8	152,4	135,4	179,5	2,28
43,75	125	8560,9		262,3	7,07	409,8	1011,8	46,7	216	2,61
44	445,9	2989,3		282,2	1,75	830,2	2661,3	90,3	174,3	1,73
44,25	6014	1115,7		475,7	5,86	1210,7	1799,8	95,6	209,6	2,15
44,5	6269,6	638,5		301,2	7,34	472,1	2400,9	68,3	336,7	2,62
44,75	18931,7	393,7		292,9	4,67	489,1	2183,6	38,6	238,4	2,56
45	790,9	2977,1		268,6	5,66	489,1	3259,8	48	324,8	2,6
45,25	526,3	5084,3		351,2	3,69	912,3	7122,9	62,6	229	1,72
45,5	355,9	3961,7		395,7	3,36	1433,2	1596,9	201,4	234,5	1,75
45,75	1520,9	2329,2		328,5	1,86	611,6	3639,6	49,1	212	1,79
46	764,2	1744,2		319,3	1,46	994	1716,3	134,5	196,2	1,41
46,25	1351,5	732,1		341,9	1,62	858,7	2812,3	48,2	189,5	1,89
46,5	1083,4	7020,3		252,7	2,75	674	3154,5	36,1	233,9	2,24
46,75	503,7	101,6		265,5	1,65	811,9	2099,5	74,6	200,5	1,6
47	319	381,4		200,3	1,76	551,3	2071,7	44,5	229,6	2,35
47,25	266,6	68,2		302,5	3,76	1184,8	1874,7	125,9	169,5	1,66
47,5	443,5	52		229,5	1,39	1074,2	2184,9	59,5	316,2	4,08
47,75	710,2	1666,8	31,6	210,8	2,57	856,6	2718,5	93,9	174,8	1,89

Tabela 7 – Módulos de resiliência retroanalizados (estacas 54+000 a 70+000)

Estaca	Faixa 2					Faixa 3				
	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)
54	710,2	1666,8	31,6	210,8	2,57	637,9	447,2	40,3	145,5	2,45
54,25	1684,3	1835,3	50,7	190,3	1,99	423,9	948,2	47,7	127	1,73
54,5	1954,8	14,4	138,5	206,9	2,03	246,1	1062,8	80,1	125,4	2,35
54,75	673,6	11,1	502,3	162,7	1,35	498,8	619,1	74,5	164,1	2,11
55	260,5	10	55,3	221,8	4,52	140,6	1096,8	31,7	134,3	3,45
55,25	925,7	117,9	36,5	272,8	1,77	553,4	947,6	43,5	195,2	2,54
55,5	1219,1	2413	72,5	248,9	1,77	421,6	1506,4	38,3	150,2	2,01
55,75	504,3	10	62,7	189,9	2,79	509,6	647,7	66,6	155,6	2,84
56	514	34,7		157,6	1,71	393,4	624,3	52,7	137,8	2,32
56,25	174,1	36,1		242,9	2,78	394,9	1117,3	35,7	174,8	2,7
56,5	68,1	45,5		190,8	7,62	1302,2	738,2	115,7	163,2	1,56
56,75	84	26,2		340,7	5,1	453,6	613,1	71,1	212,7	3,21
57	135,3	24,7		662,6	3,01	6454,1	155,8	72,6	341,2	2,65
57,25	93,5	22,4		355,4	7,05	1465,6	137,1	216,9	212,5	6,71
57,5	109,5	24		209,6	3,85	561,5	500,4	62,6	144,3	3,13
57,75	54,9	34,2		283,1	12,64	427,1	521,9	125,2	174,9	1,6
58	2527,1	774,4	90,6	244,1	1,69	477,3	548,3	48,2	218,5	3,85
58,25	871,3	10	128,6	348,9	5,13	132,2	988,1	95,1	178,3	4,04
58,5	445,9	10	152,9	553,9	11,03	315,1	447,5	73,9	210,2	6,91
58,75	873	18,8	49,3	197,2	3,11	1155,8	229,6	123,1	173,6	4,29
59	1743,1	10	2363,9	209,1	2,57	420,9	846,1	65,6	201,1	3,17
59,25	2441,1	975,6	31,7	251,5	1,82	491,7	253,4	99,3	161,8	5,59
59,5	549,3	11,2	76,9	344,9	2,88	683,9	472,7	36,6	242,4	5,3
59,75	1573,3	1082,7	51,6	274	2,16	431,4	1386,1	59,5	215,5	2,6
60	1009	77,8	53,6	241,2	3,72	1068,6	1609,5	135,2	160,3	1,99
60,25	834,6	201,8	72,8	227,3	3,17	2537,1	256,6	229,4	209,9	1,83
60,5	2159,3	272,7	39,7	246,5	2,26	1144,9	281,2	110,6	174,1	3,71
60,75	1188	353,5	38,8	250,4	1,61	1645,5	225	70,5	147,6	1,6
61	2560,9	300,8	37,7	434,2	2,48	234,6	845,4	52,2	358,9	1,81
61,25	927,5	169	41,5	188,8	2,42	691,4	655,4	54,4	119,8	2,72
61,5	2092,5	88,3	45,2	397,9	3,36	568,7	553,1	59,4	235,9	3,18
61,75	1045,7	792,2	21,6	251,2	2,21	1583,8	164,8	155	234,1	2,6
62	1367,5	483,6	56,9	526,3	3,7	1190	414,7	133,1	368,7	4,84
62,25	1511,3	988,8	50,6	416,1	3,24	1284,3	605	89	265,8	2,17
62,5	1201	510,3	93,5	310,8	2,25	528	725,8	49	203,6	3,47
62,75	1345,1	719,4	107,5	351,7	2,84	557,4	850	37,8	229,7	3,44
63	1670	307,6	106,4	338,2	3,03	698,8	489,8	59,1	225	4,51
63,25	1453,7	48,6	19165	349,4	3,87	2419	168,6	83,8	204,4	9,16
63,5	1997,8	309,3	326,1	438,8	2,95	550,9	1498,8	38,9	260,6	2,85

Tabela 7 – continuação

Estaca	Faixa 2					Faixa 3				
	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)	E1 a 25oC(MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	Erro (%)
63,75	3425,3	46,5	100000	388,9	6,91	2011,9	215,5	42,7	242,1	3,52
64	1642,3	65,2	495,5	377,3	3,65	10374,5	52,7	125,6	201,5	5,75
64,25	2590	182,4	186,4	338,7	2,08	2196,1	783,4	65,2	259,8	3,84
64,5	1577,2	263,2	692,2	464	1,67	697,1	2906,7	40,2	357,2	2,77
64,75	2223,2	222,5	258,8	397,6	2,55	446	2513,5	63,2	295	3,98
65	2185,7	246,6	108,7	338,5	2,26	1264,1	199,9	103,4	314,9	4,54
65,25	1599,6	266,5	125,5	259,7	1,77	755,2	599,4	71,8	250,3	3,46
65,5	1851,7	202,7	113,2	366,7	3,63	508,6	871,9	51,8	214,6	3,5
65,75	2123,1	602	63,6	359,1	1,64	1163,9	321,9	65,8	208,2	5,28
66	9196,4	349,6	116,6	641,9	3,02	389,8	1203,4	44	436,3	4,34
66,25	4644,9	393,3	90,2	349,4	3,26	487,1	905,3	57,5	196,4	5,54
66,5	6253,7	378,5	154	301,6	2,44	1145,7	367	71,6	201,7	2,75
66,75	2810,8	212,8	81,5	206,8	2,91	333	1123,7	41,3	142,7	1,95
67	3053,8	162	160,7	267,9	2,1	3118	122,8	92,7	169	3,64
67,25	2316,5	84,7	229,2	377,5	4,44	1456,6	357,4	53,2	214,8	5,28
67,5	6946	361,7	424,4	392,6	2,34	1193,3	867,6	59,1	238,9	2,15
67,75	7221,5	622,5	51,9	877,4	3,4	416,5	1591,2	29,2	479,5	5,83
68	3855,3	694,4	57,3	334,9	3,24	431,5	945,2	36,1	193	5,99
68,25	5521,8	472,4	56,5	332,4	2,64	3486,6	202,5	78,4	252,1	3,82
68,5	2820	499,3	94	259,4	2,89	5235,1	277,1	67,5	212,3	4,15
68,75	12115,7	3993,3	61,6	533,1	1,48	7663,8	41	103,1	243,7	6,08
69	9825,6	1965,7	64,6	478,8	1,8	8162,6	64	84,4	183,2	5,27
69,25	3385	800,7	134,5	361,1	1,88	827,6	682,3	43,3	194,9	2,52
69,5	8103,9	4331,5	88,5	501,4	1,41	537,5	183,2	124,3	120,7	1,7
69,75	4805	2673	150,7	388,3	1,17	4648	16,7	5785,6	198,2	2,78
70	5810,9	1071,5	45,2	381,6	1,43	476,3	273	64,6	163,4	5,89

5 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE NÃO-LINEARIDADE - ANÁLISES MECANÍSTICAS

Para o estudo, um banco de dados composto por 20 estruturas de pavimento com 4 camadas cujos módulos e espessuras foram aleatoriamente escolhidos foi utilizado. A segunda camada foi considerada como uma base granular cujo comportamento resiliente é não-linear. A Tabela mostra quais são estas estruturas.

Observando-se a Tabela, nota-se que o modelo empregado para descrever a não-linearidade da camada granular é o modelo visto na equação 12, cujas constantes k_1 e k_2 na Tabela representam as constantes k_7 e k_8 na equação 12, respectivamente. Os coeficientes de Poisson das camadas de revestimento (1), base (2), sub-base (3) e subleito (4) foram adotados como 0,30; 0,35; 0,40 e 0,45; respectivamente.

Tabela 8 - Estruturas de pavimento estudadas

Estrutura	E_1 (MPa)	k_1 (MPa)	k_2	E_3 (MPa)	E_4 (MPa)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_3 (cm)
1	2500	1500	0.45	200	100	8	15	45
2	1500	400	0.70	40	120	17	25	45
3	12000	1400	0.90	500	170	6	20	50
4	5000	300	0.25	200	85	11	25	45
5	7000	2000	0.80	200	40	10	15	25
6	5000	700	0.40	250	100	8	15	15
7	7500	1500	0.75	250	60	18	45	25
8	6000	600	0.80	150	80	7	15	15
9	5000	1500	0.65	250	50	7.5	30	15
10	9000	800	1.00	200	55	10	15	20
11	7000	200	0.90	100	40	12.5	20	80
12	3000	1100	0.80	200	100	15	15	20
13	3000	400	0.85	50	50	10	30	40
14	4000	100	0.55	250	75	12	15	35
15	5000	600	0.15	200	200	5	20	35
16	6500	1800	0.05	400	100	12	50	55
17	7500	500	0.90	100	200	10	20	30
18	12500	1600	0.20	125	140	19	35	65
19	8500	1900	0.95	25	60	10	15	25
20	5000	500	0.70	500	140	5.5	40	30

O carregamento utilizado foi o de eixo padrão de 82 kN, considerando-se na análise o semi-eixo de 41 kN, distribuídos em duas rodas representadas por cargas circulares uniformes com pressão de contato de 560 kPa. Os centros destes carregamentos foram considerados distantes de 30 cm.

Com os dados das estruturas e do carregamento descrito no parágrafo anterior, utilizou-se o programa EVERSTRESS 5.0 para execução das análises. Assim, foram estudados os seguintes resultados das análises:

- Módulo equivalente da camada granular (E_{2eq});
- Tensão hidrostática equivalente da camada granular (θ_{2eq});
- Bacia de deflexões, medida no eixo entre as duas rodas, através dos parâmetros D_0 , k e n , de acordo com a equação 19:

$$D(x) = \frac{D_0}{1 + kx^n} \quad \text{Equação 19}$$

onde D_0 é a deflexão entre as duas rodas e x é a distância medida a partir do centro do carregamento.

Para cada um dos parâmetros citados acima, foi feita uma análise de sensibilidade baseada em um ajuste multipotencial, conforme mostrado na equação 20:

$$V = AE_1^{a_1} k_1^{a_2} k_2^{a_3} E_3^{a_4} E_4^{a_5} e_1^{a_6} e_2^{a_7} e_3^{a_8} \quad \text{Equação 20}$$

onde V é a variável estudada, A é um fator de calibração e a_i ($i = 1$ a 8) são os parâmetros de sensibilidade. Quanto maior o valor absoluto de um certo a_i , maior é a influência da variável independente correspondente em V .

5.1 ESTUDO DO MÓDULO EQUIVALENTE DA CAMADA GRANULAR (E_{2eq}):

O módulo equivalente da camada granular, denominado aqui de E_{2eq} , é definido como o módulo de resiliência no qual produz a mesma bacia deflectométrica obtida na análise considerando a camada granular como não-linear. Tal módulo é fornecido nos dados de saída do programa EVERSTRESS 5.0, mas pode também ser obtido executando-se a retroanálise da bacia deflectométrica obtida na análise, apenas considerando o módulo da segunda camada como constante e mantendo-se os outros com seus mesmos valores.

O conhecimento do valor do módulo da camada imediatamente inferior à camada de revestimento é de grande importância no conhecimento do desempenho da estrutura. Como já é bastante conhecido na mecânica dos pavimentos, uma alta razão entre os módulos do revestimento e da base é um dos fatores determinantes para a aceleração do processo de trincamento por fadiga em pavimentos flexíveis. Conhecendo-se como módulos e espessuras afetam E_{2eq} , é possível dimensionar um pavimento e/ou projetar um material no qual evite a alta relação modular e assim favoreça o pavimento no seu desempenho a fadiga.

A

Tabela mostra os valores obtidos para E_{2eq} para as estruturas vistas na Tabela :

Tabela 9 - Valores de E_{2eq} obtidos nas análises

Estrutura	E_{2eq} (MPa)	Estrutura	E_{2eq} (MPa)
1	1158	11	133
2	160	12	446
3	1613	13	195
4	288	14	117
5	493	15	636
6	601	16	1743
7	570	17	298
8	409	18	862
9	899	19	142
10	353	20	589

Com os dados da Tabela e

Tabela , executou-se a análise de sensibilidade expressa na equação 20. As constantes resultantes do ajuste são vistas na Tabela . As unidades de módulos e espessuras são as mesmas vistas na Tabela .

Tabela 10 - Resultado da análise de sensibilidade para E_{2eq}

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	0.087506	-	a_5	0.40185	E_4
a_1	-0.14661	E_1	a_6	-0.30166	e_1
a_2	0.855045	k_1	a_7	0.063894	e_2
a_3	-0.08593	k_2	a_8	0.136072	e_3
a_4	0.439854	E_3	R^*	0.97785	-

*Coeficiente de correlação do ajuste.

Observando-se os valores na Tabela , nota-se que a variável que mais influi no módulo equivalente é o valor de k_1 , de maneira diretamente proporcional, devido ao maior valor do a_1 correspondente e pelo mesmo ser positivo. Em outras palavras, o módulo equivalente da camada de base está fortemente ligado à característica intrínseca ao material que a compõe. Entretanto, a constante k_2 parece ter pouca influência no módulo estudado, somente perdendo em influência para a espessura da segunda camada.

Outra variável que possui bastante influência em E_{2eq} é o módulo E_3 , obtendo o segundo lugar na hierarquia de influências. Em outras palavras, uma fundação rígida para a camada granular parece ter influência positiva na rigidez da camada granular. Tal fato é confirmado com a influência de E_4 , com a terceira maior influência, que também suporta a camada de base.

A comparação dos valores obtidos e dos valores previstos pelo modelo está na Figura :

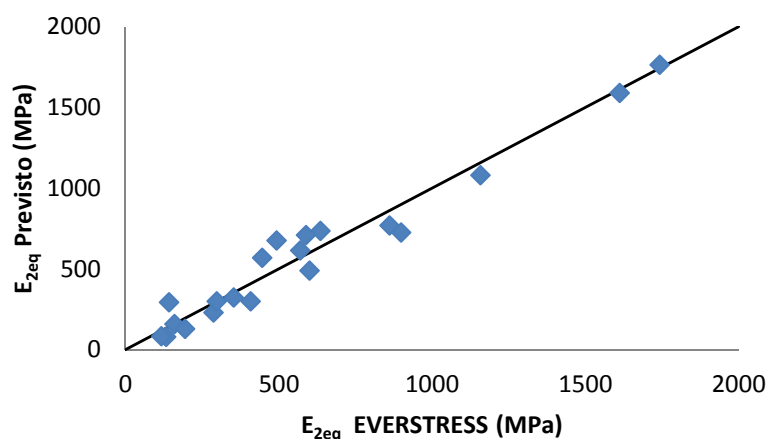


Figura 34 - Comparação entre E_{2eq} calculados e previstos na análise de sensibilidade

Os parâmetros mais influentes no valor de E_{2eq} exaltam a importância da comparação das retroanálises comparativas entre época chuvosa e seca. Em época chuvosa, haverá queda dos módulos das camadas inferiores devido ao aumento do grau de saturação das mesmas, bem como uma queda de k_1 do material da base granular. Por consequência, a relação modular revestimento-base aumentará, acelerando processos de degradação no pavimento. As retroanálises obtidas em época chuvosa e seca, com o auxílio dos modelos aqui apresentados, poderão quantificar a influência do aumento do grau de saturação dos materiais nos materiais e ajudarão na calibração e desenvolvimento de modelos para aplicação em projetos na rodovia em questão.

5.2 ESTUDO DA TENSÃO HIDROSTÁTICA EQUIVALENTE DA CAMADA GRANULAR (θ_{2EQ}):

A tensão hidrostática equivalente na camada granular θ_{2eq} é definida conforme a equação 21:

$$\theta_{2eq} = P_a \left(\frac{E_{2eq}}{k_1} \right)^{\frac{1}{k_2}} \quad \text{Equação 21}$$

Em outras palavras, é a tensão hidrostática necessária para que um elemento de material possua módulo de resiliência igual a E_{2eq} . Tal parâmetro dá idéia do confinamento do material da camada de base: se θ_{2eq} é baixo, não existe uma fundação rígida suficiente para o confinamento e/ou as tensões estão sendo dissipadas em excesso na camada de revestimento, causando baixo módulo de resiliência na camada de base.

A Tabela mostra os valores obtidos para θ_{2eq} para as estruturas vistas na Tabela . As constantes resultantes da análise de sensibilidade para θ_{2eq} são vistas na Tabela .

Tabela 11 - Valores de θ_{2eq} obtidos nas análises

Estrutura	θ_{2eq} (kPa)	Estrutura	θ_{2eq} (kPa)
1	57.0	11	64.4
2	27.4	12	32.8
3	118.6	13	43.5
4	86.1	14	134.8
5	17.6	15	149.4
6	69.2	16	53.2
7	27.9	17	57.0
8	62.8	18	4.6
9	46.1	19	6.6
10	44.7	20	128.0

 Tabela 12 - Resultado da análise de sensibilidade para θ_{2eq}

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	340.8473	-	a ₅	0.173438	E ₄
a ₁	0.016122	E ₁	a ₆	-0.86286	e ₁
a ₂	-0.44197	k ₁	a ₇	-0.28366	e ₂
a ₃	-0.10248	k ₂	a ₈	0.26159	e ₃
a ₄	0.38838	E ₃	R	0.98519	-

Na Tabela , observa-se a maior influência da espessura do revestimento (e1) no parâmetro estudado, o que exalta a importância de um revestimento não tão flexível ao ponto de transferir excesso de tensões para as camadas inferiores, mas mesmo tempo não tão rígido ao ponto de desconfinar a camada de base. Observa-se que a rigidez do revestimento, no caso de θ_{2eq} está muito mais relacionada à sua espessura de que a seu módulo (E1), que mostrou pouquíssima influência na análise.

Quanto aos parâmetros de não linearidade k1 e k2, é observada novamente uma maior influência de k1. No caso, quando k1 é aumentado, θ_{2eq} diminui, talvez pelo fato de que a baixa deformabilidade do material impeça o aparecimento de tensões mais altas na camada.

5.3 ESTUDO DA DEFLEXÃO MÁXIMA (D₀):

A deflexão máxima, embora não seja o parâmetro ideal para o diagnóstico da condição do pavimento, é um parâmetro bastante importante de ser estudado, pois é o que mais facilmente pode ser obtido em campo e é ainda bastante empregado em metodologias de dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis, como o PRO 269 do DNIT.

A Tabela mostra os valores obtidos para D0 para as estruturas vistas na Tabela 8:

Tabela 13 - Valores de D_0 obtidos nas análises

Estrutura	$D_0 (10^{-2} \text{ mm})$	Estrutura	$D_0 (10^{-2} \text{ mm})$
1	31.8	11	53.3
2	50.4	12	32.2
3	15.4	13	67.9
4	34.5	14	44.5
5	55.7	15	26.6
6	37.0	16	13.0
7	23.6	17	29.6
8	50.2	18	14.3
9	39.3	19	72.3
10	48.8	20	22.2

A análise de sensibilidade aos parâmetros de estrada fornece os resultados vistos na Tabela .

 Tabela 14 - Resultado da análise de sensibilidade para D_0

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	71444.13	-	a_5	- 0.49686	E_4
a_1	-0.14696	E_1	a_6	- 0.21056	e_1
a_2	-0.1024	k_1	a_7	- 0.28841	e_2
a_3	0.037803	k_2	a_8	- 0.16228	e_3
a_4	-0.29616	E_3	R	0.98926	-

Observando-se a Tabela , nota-se que os parâmetros de não linearidade k_1 e k_2 são os que menos possuem influência no valor da deflexão máxima do pavimento. No caso, a queda na deflexão em função da segunda camada será mais eficiente se aumentada a espessura da camada granular, cujo parâmetro a_i é quase 3 vezes maior com relação ao mesmo parâmetro relacionado a k_1 . O interessante é que a deflexão máxima tem mais sensibilidade à variação dos módulos das camadas inferiores, principalmente do módulo do subleito. Tal constatação explica o fato da deflexão máxima não ser um bom parâmetro para diagnosticar problemas no pavimento: esta pode ser alta, mas não representa problemas que possam estar ocorrendo cujos causadores sejam os módulos das camadas superiores. Em exemplo é a estrutura número 13, que possui uma deflexão máxima de $67,9 \times 10^{-2}$ mm, a segunda maior entre as estruturas, porém tem a apenas a sétima maior relação modular revestimento-base (15,4).

Sendo bastante visível a influência do módulo das camadas inferiores na deflexão máxima, esta pode ser uma boa ferramenta, juntamente com E2eq, para a determinação da variação sazonal dos módulos de resiliência das camadas inferiores, principalmente da camada de subleito. Isso ressalta a importância da execução de retroanálises nas épocas seca e chuvosa, onde deflexões são medidas diretamente. Uma variação grande nas deflexões pode representar uma significativa queda nos módulos das camadas inferiores, por exemplo.

Dentro do intervalo de módulos e espessuras trabalhado, o modelo empregado para o ajuste forneceu um bom coeficiente de correlação, o segundo melhor em todas as análises, o que dá crédito a análise de sensibilidade e as conclusões dela extraídas. A Figura mostra uma comparação entre os dados calculados e previstos pelo modelo, ratificando o bom coeficiente de correlação obtido:

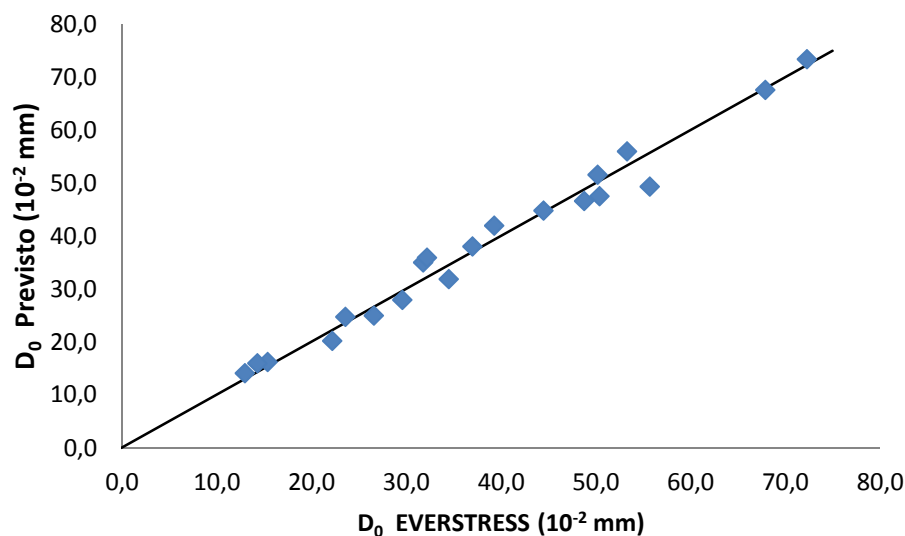


Figura 35 - Comparação entre D_0 calculados e previstos na análise de sensibilidade

Para o real esclarecimento do que significa um certo valor de D_0 no pavimento, a bacia como um todo deve ser estudada. Tal estudo é realizado na próxima subseção.

5.4 ESTUDO DOS FATORES K E N DA BACIA DE DEFLEXÕES:

O conjunto de um dano número de deflexões de uma bacia pode ser estudado nos fatores k e n , que descrevem a forma da bacia segundo o modelo visto na equação 19. O conhecimento destes fatores é interessante na medida em que é sabido como estão sendo distribuídas as tensões dentro da estrutura do pavimento.

Por exemplo, o parâmetro k está fortemente relacionado com a concentração do bulbo de tensões dentro da estrutura do pavimento. As condições extremas são as seguintes:

- Se $k = 0$, o raio de curvatura da bacia é infinito, representando distribuição uniforme das tensões em todo o pavimento;

- Se $k = \infty$, o raio de curvatura da bacia é nulo, representando concentração total de tensões na região de aplicação de carga, com tensão nula em qualquer outro ponto.

A Tabela mostra os valores de k e n obtidos na análise das estruturas de pavimento consideradas. A Tabela e

Tabela 1 mostram os resultados das análises de sensibilidade para k e n , respectivamente:

Tabela 15 - Valores de k e n das estruturas consideradas

Estrutura	$k(\text{cm}^{-n})$	n	Estrutura	$k(\text{cm}^{-n})$	n
1	0.0023	1.46	11	0.0009	1.57
2	0.0009	1.78	12	0.0014	1.56
3	0.0042	1.29	13	0.0018	1.53
4	0.0023	1.46	14	0.0019	1.53
5	0.0011	1.49	15	0.0042	1.48
6	0.0020	1.53	16	0.0048	1.09
7	0.0013	1.35	17	0.0010	1.80
8	0.0020	1.56	18	0.0007	1.54
9	0.0022	1.31	19	0.0005	1.84
10	0.0010	1.57	20	0.0109	1.15

Para o fator k , a análise da Tabela revela que novamente os parâmetros k_1 e k_2 são os que menos influem. O fator que mais possui influência na camada de base é sua espessura: quando maior esta for, maior será o parâmetro k . Dada a pouca influência dos parâmetros de não linearidade da base, entende-se que uma base de alto módulo não é muito eficiente em reduzir a concentração de tensões na estrutura. Para tal, é mais efetivo o aumento da espessura do revestimento, parâmetro que mais influi em k . Para o fator n , manteve-se a pouca influência dos parâmetros de não-linearidade da camada granular.

Tabela 16 - Resultado da análise de sensibilidade para k

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	0.001118	-	a_5	0.167005	E_4
a_1	-0.41301	E_1	a_6	-0.95241	e_1
a_2	-0.12522	k_1	a_7	0.759515	e_2
a_3	-0.01981	k_2	a_8	0.201253	e_3
a_4	0.623605	E_3	R	0.99409	-

Tabela 1 - Resultado da análise de sensibilidade para n

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	2.312484	-	a ₅	0.077164	E ₄
a ₁	0.035811	E ₁	a ₆	0.103004	e ₁
a ₂	-0.0259	k ₁	a ₇	-0.14819	e ₂
a ₃	0.01372	k ₂	a ₈	-0.03809	e ₃
a ₄	-0.11042	E ₃	R	0.9827	-

6 RELAÇÃO DA NÃO-LINEARIDADE COM DEFORMAÇÕES PERMANENTES

O desenvolvimento de deformações permanentes em pavimentos é uma das principais formas de degradação desse tipo de estrutura. Tal degradação afeta significativamente a condição de tráfego da rodovia, de forma a interferir no conforto do uso da via e fluxo normal do tráfego.

Existem muitos modelos para previsão de deformações permanentes em pavimentos flexíveis. A grande maioria deles tem suas bases na teoria da plasticidade, além da parcela de deformação plástica ser totalmente independente da parcela de deformação elástica.

Entretanto, muitos modelos correlacionam deformações permanentes com as deformações resilientes observadas na estrutura dos pavimentos. Entre eles, pode-se citar o modelo de previsão de deformações permanentes da AASHTO para misturas asfálticas, descrito posteriormente. Desta maneira, os parâmetros não lineares da camada granular são passíveis de apresentar influência nas deformações permanentes de um pavimento flexível. Nas subseções a seguir esta investigação é feita, investigando-se a influência destes parâmetros das deformações permanentes nas camadas de revestimento e base. As estruturas consideradas serão as mesmas mostradas na Tabela , empregando-se análise de sensibilidade descrita no Capítulo 6 quando possível.

6.1 INFLUÊNCIA NAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES NA CAMADA DE REVESTIMENTO:

O modelo pelo guia de projeto da AASHTO (2002) é uma relação constitutiva baseada em dados triaxiais de carga repetida calibrados com dados de observações de campo através de análises estatísticas. Este modelo é visto na equação 22:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \frac{T^{1,734} N^{0,39937}}{10^{3,15552}} \quad \text{Equação 22}$$

onde:

ε_p deformação permanente;

ε_r deformação resiliente em função das propriedades da mistura, temperatura e frequência de carregamento;

N número de repetições de carga;

T temperatura (°F).

Em função das deformações resilientes obtidas nas análises empregando o EVERSTRESS e do uso da equação 22, é possível estimar o afundamento de trilhas de roda (ATR) devido ao revestimento, conforme mostrado pela equação 23:

$$ATR_1 = \int_0^{e_1} \frac{T^{1,734} N^{0,39937}}{10^{3,15552}} \varepsilon_r(z) dz \quad \text{Equação 23}$$

Para determinar a função das deformações resilientes, utilizou-se das deformações verticais calculadas no centro de uma das cargas circulares uniformes do carregamento. Em todas as estruturas analisadas, as deformações resilientes na camada de revestimento puderam ser ajustadas em função conforme a equação 24:

$$\varepsilon_r(z) = X_0 + X_1 \left(\frac{z}{e_1} \right)^{X_2} \quad \text{Equação 24}$$

onde as constantes X0, X1 e X2 carregam a influência dos módulos e espessuras utilizadas nas análises. Substituindo-se a equação 24 na equação 23, o ATR devido ao revestimento é calculado conforme a equação 25:

$$ATR_1 = \frac{T^{1,734} N^{0,39937}}{10^{3,15552}} \left(X_0 + \frac{X_1}{X_2 + 1} \right) e_1 \quad \text{Equação 25}$$

Observando-se a equação 25, nota-se que existe uma constante multiplicativa que não é função dos parâmetros X, ou seja, não é função dos parâmetros de entrada das análises mecânicas executadas. Assim, optou-se por analisar o afundamento de trilhas de roda normalizado ATRN1, visto na equação 26, cujos valores calculados estão na Tabela 18.

$$ATRN_1 = \frac{ATR_1}{\frac{T^{1,734} N^{0,39937}}{10^{3,15552}}} = \left(X_0 + \frac{X_1}{X_2 + 1} \right) e_1 \quad \text{Equação 26}$$

Tabela 2 - Valores de ATRN₁ para as estruturas consideradas

Estrutura	ATR _{N1} (mm)	Estrutura	ATR _{N1} (mm)
1	0.00878	11	0.00494
2	0.03378	12	0.01466
3	0.00114	13	0.00890
4	0.00621	14	0.00872
5	0.00335	15	0.00241

6	0.00393	16	0.00573
7	0.00674	17	0.00370
8	0.00261	18	0.00421
9	0.00353	19	0.00310
10	0.00274	20	0.00309

Executando-se a análise de sensibilidade para ATRN₁, são encontradas as constantes vistas na Tabela 3:

Tabela 3 - Análise de sensibilidade para ATRN₁

Parâmetro	Valor	Variável relacionada	Parâmetro	Valor	Variável relacionada
A	1.99E-07	-	a ₅	-2.25307	E ₄
a ₁	8.564958	E ₁	a ₆	-3.64571	e ₁
a ₂	-4.96946	k ₁	a ₇	7.186436	e ₂
a ₃	-2.96576	k ₂	a ₈	-6.53584	e ₃
a ₄	-3.21965	E ₃	R	0.91925	-

Observando-se os valores da Tabela 3, é notado que agora a não linearidade do material granular tem razoável influência no ATR na mistura asfáltica. Os parâmetros k₁ e k₂, quando aumentados, diminuem o valor do ATR, principalmente quando k₁ é variado. Isso se deve ao fato de, se k₁ é alto, existir uma fundação rígida para a camada asfáltica, assim decrescendo o valor das deformações resilientes e conseqüentemente permanentes. Tal rigidez é incrementada quanto mais alto for o valor de k₂.

Entretanto, é interessante observar a influência de outras variáveis em ATRN₁. Nota-se que o ATR cresce em função do aumento do módulo de resiliência do revestimento, isto de maneira mais significativa de que qualquer outra variável, devido ao mais alto valor do parâmetro correspondente. Isto talvez se deve ao fato de que com uma alta rigidez do revestimento, nas sejam transmitidas tensões suficientes à base para um confinamento que profira a ela um módulo de resiliência alto. Assim, não existe uma boa fundação para o revestimento e este acaba sofrendo grandes deformações verticais.

Todavia, o modelo empregado para a análise de sensibilidade de ATRN₁ não é conclusivo, pois até este ponto foi o que se mostrou menos adequado para a modelagem, devido ao mais baixo coeficiente de correlação adquirido. Isto é visto na dispersão da seqüência mostrada na Figura , que compara valores de ATRN₁ calculados e previstos:

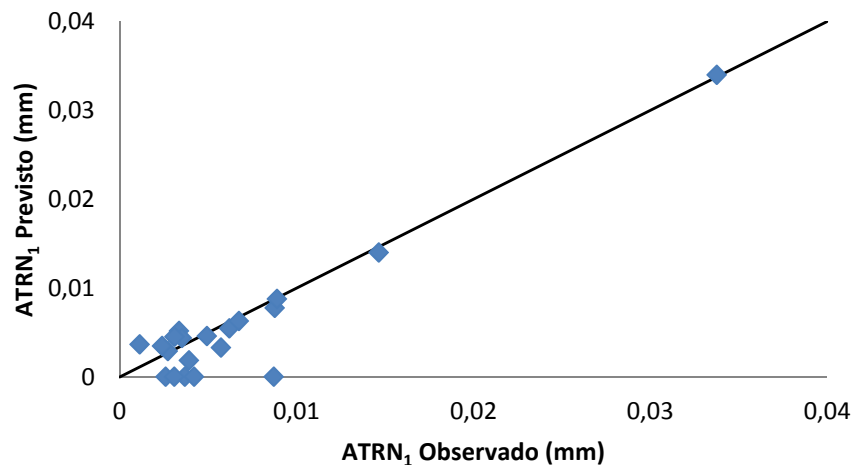


Figura 36 - Comparativo entre ATRN₁ observados e previstos na análise de sensibilidade

6.2 INFLUÊNCIA NAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES NA CAMADA DE BASE:

Embora o Guia de projeto da AASHTO seja provido de modelos de deformação permanente para materiais granulares, até então não se dispunha de informações suficientes para utilizá-lo. Assim, optou-se por utilizar os dados experimentais oriundos de ensaios de deformação permanentes em britas basálticas executados por Malysz (2004). Os dados conduziram ao modelo de deformações permanentes expresso pela equação 27:

$$\varepsilon_p = f_1 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right] N^{f_2 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right]} \quad \text{Equação 27}$$

onde as funções f1 e f2 vistas na equação 27 são vistas nas equações 28 e 29, respectivamente:

$$f_1 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right] = \exp \left[-300,69 \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right)^2 + 133,96 \frac{\tau_{oct}}{\theta} - 20,75 \right] \quad \text{Equação 28}$$

$$f_2 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right] = 27,27 \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta} \right)^2 - 11,38 \frac{\tau_{oct}}{\theta} + 1,29 \quad \text{Equação 29}$$

O modelo expresso pelas equações 27 a 29 possui algumas ressalvas, uma vez que não foi concebido de dados de campo, tal como os modelos da AASHTO. Algumas ressalvas podem ser citadas a seguir:

- Os dados são para apenas um grau de saturação, portanto não considera atuação de períodos secos e chuvosos em si;
- O número N considera aplicações de carregamento cíclico em laboratório;
- As funções f_1 e f_2 são válidas para um intervalo limitado da razão de tensões indicada nas equações, sendo as tensões puramente de compressão.

No cálculo das deformações permanentes da base, a influência das propriedades dos materiais e das espessuras vai aparecer no valor das tensões observadas na estrutura. Estas vão variar com a profundidade, de forma que o ATR na camada de base ATR2 seja calculado conforme a equação 30:

$$ATR_2 = \int_0^{e_2} f_1 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} (z) \right] N^{f_2 \left[\frac{\tau_{oct}}{\theta} (z) \right]} dz \quad \text{Equação 30}$$

Executaram-se análises de sensibilidade para a equação 30 sem sucesso, obtendo-se raramente um coeficiente de correlação igual ou maior a 0,90, o que resultou em grande dispersão de dados na comparação observados x previstos. Sendo assim, opta-se por mostrar a evolução da deformação permanente na base em função de N para cada uma das estruturas. Os dados obtidos são vistos na Tabela 20.

Observando-se a Tabela , nota-se que as estruturas 7 e 16 são as que mais desenvolvem deformações permanentes na base. Em uma análise preliminar, para o modelo em questão a variável que mais parece ter influência é a espessura da base: quanto maior for, maior será a deformação permanente da camada. Coincidentemente, as estruturas 16 e 7 possuem as maiores espessuras de base, com 50 e 45 cm, respectivamente. Uma análise mais aprofundada dos dados da tabela 13, testando-se novos modelos é recomendada para a análise da influência de k_1 e k_2 no comportamento a deformações permanentes.

Tabela 20 - Deformações permanentes na base em função de N

Estrutur a	Deformação permanente da base (mm)					
	N=1	N=10	N=10 ²	N=10 ³	N=10 ⁴	N=10 ⁵
1	0.04	0.09	0.19	0.48	1.42	5.28
2	0.03	0.09	0.28	0.84	2.53	7.62
3	0.07	0.12	0.25	0.60	1.79	8.69
4	0.02	0.06	0.20	0.62	2.20	11.93
5	0.02	0.05	0.15	0.45	1.46	5.22
6	0.02	0.05	0.15	0.46	1.48	4.99
7	0.05	0.15	0.45	1.40	4.45	14.75
8	0.02	0.05	0.15	0.47	1.49	4.82
9	0.08	0.17	0.38	0.97	2.89	10.13
10	0.02	0.05	0.15	0.47	1.48	4.92

11	0.01	0.04	0.14	0.47	1.82	8.19
12	0.02	0.06	0.17	0.50	1.52	4.57
13	0.03	0.10	0.30	0.94	2.98	9.76
14	0.34	0.48	0.69	0.98	1.40	2.01
15	0.09	0.14	0.27	0.63	1.84	7.22
16	0.05	0.15	0.46	1.47	4.88	17.07
17	0.02	0.05	0.15	0.48	1.78	8.76
18	0.04	0.13	0.39	1.18	3.54	10.67
19	0.02	0.06	0.17	0.50	1.52	4.57
20	0.16	0.25	0.46	1.09	3.57	15.54

7 ANÁLISES MECANÍSTICAS: ESTUDO DAS DEFLEXÕES

De posse dos dados das estações seca e chuvosa, já é possível fazer uma comparação entre as condições dos pavimentos nas duas situações. Os dados de retro-análise obtidos em cada uma das situações permite fazer, através de uma análise de deflexões, uma comparação dos módulos de resiliência nas estações seca e chuvosa, bem como a mudança na deformabilidade do pavimento.

A importância de uma análise deste tipo está no fato de que é possível detectar alguns fenômenos de degradação no pavimento através da simples compreensão da bacia de deflexões e/ou do que ela pode gerar de resultados em uma retro-análise. Além disso, deflexões e os módulos gerados pela mesma são variáveis mais usualmente discutidas e conhecidas no meio profissional, o que torna a compreensão dos tópicos discutidos a seguir mais visível e palpável.

Análise no programa Abaqus®, onde foram obtidas as deflexões da superfície de um pavimento sob a ação da carga padrão de 82kN, geraram os seguintes resultados discutidos ao longo deste capítulo:

- Deflexões máximas calculadas;
- Forma das bacias calculadas (coeficientes k e n);
- Raio de curvatura;
- Módulo de resiliência da base;
- Razão modular revestimento-base.

Para as análises, foram escolhidos alguns segmentos homogêneos determinados no relatório anterior, tendo-se como critério de escolha os trechos de maior extensão. A tabela 21 mostra os segmentos homogêneos escolhidos e considerados neste capítulo:

Tabela 21 – Segmentos homogêneos (SH) considerado para análises

SH	km inicial e km final	Faixa
2	25+820 a 26+980	2
4	27+780 a 30+580	2
7	25+800 a 26+760	3

8	27+800 a 30+560	3
11	39+780 a 41+820	2
13	43+300 a 45+700	2
16	39+760 a 41+800	3
18	43+320 a 45+720	3
19	45+760 a 48+000	3
23	56+700 a 58+500	2
27	63+740 a 66+460	2
32	56+640 a 58+480	3
36	63+680 a 66+480	3

Para cada um dos segmentos homogêneos foram obtidos os módulos de resiliência das estacas compreendidas no mesmo. Em seguida, foi calculada a media aritmética dos módulos no segmento homogêneo e executada a análise de deflexões de modo a obter as deflexões calculadas. O mesmo procedimento foi feito na aquisição de resultados na estação chuvosa.

7.1 ESTUDO DAS DEFLEXÕES MÁXIMAS CALCULADAS

A Figura 37 mostra um comparativo das deflexões máximas calculadas para as épocas seca e chuvosa, para os Segmentos homogêneos mostrados na Tabela 21:

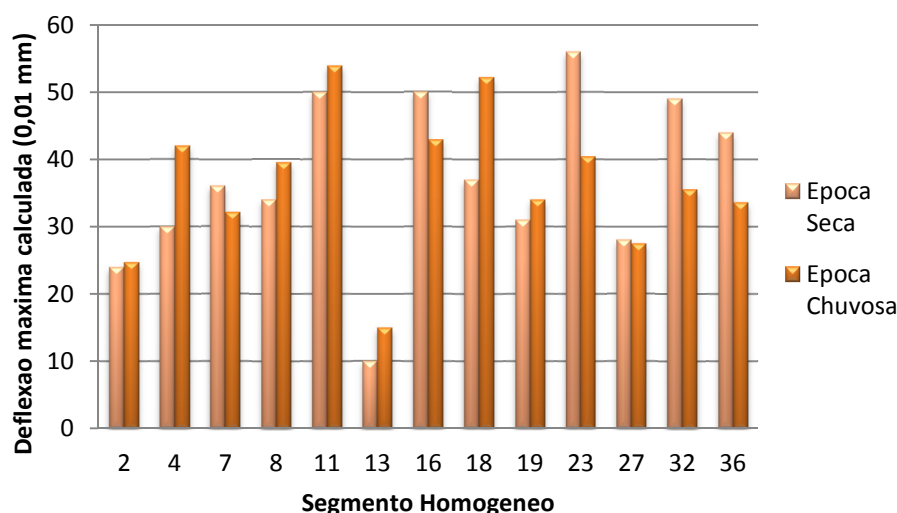


Figura 37 – Comparação de deflexões máximas calculadas

Observando-se os dados da Figura 37, é possível notar situações nas quais não há o predomínio de alguma estação que apresente deflexões maiores ou menores. Teoricamente, o resultado esperado seria uma queda de deflexão na estação seca, pois a

menor ação da água nesta estação não seria deletéria para a camada de base, cujo material é bastante sensível a umidade e ao fenômeno de sucção.

Como foi mostrado anteriormente, os fatores que mais afetam a deflexão são os módulos das camadas extremas inferiores, principalmente o subleito, portanto a queda e/ou o aumento do módulo da base devido a ação da água não seria o grande fator para a explicação das deflexões. Além disto, o processo de fadiga sofrido pelo revestimento entre os levantamentos nas diferentes épocas tem influência neste processo, pois pode ter alterado drasticamente o valor do módulo de resiliência do revestimento e assim redistribuindo as tensões na estrutura.

7.2 ESTUDO DA FORMA DAS BACIAS CALCULADAS

O estudo da forma da bacia é feito através da análise dos parâmetros k e n da equação 19, tal como descrito no item 5.4.

Transferindo-se as explicações do item 5.4 para o caso em questão, um aumento do fator k representaria uma queda de desempenho no pavimento, pois este não estaria distribuindo esforços de maneira adequada. Como a tarefa de distribuição de esforços é encarregada as camadas superiores da estrutura, o fator k , assim como o fator n , que possui a mesma lógica de k (quanto maior, pior), dará uma noção mais clara da diferença de desempenhos nas épocas seca e chuvosa.

As Figuras 38 e 39 mostram a comparação dos fatores k e n , respectivamente, para as épocas seca e chuvosa. Na Figura 38, mostra-se o valor absoluto do logaritmo natural de k . Assim, quanto maior for este valor, melhor é o desempenho do pavimento.

Analisando-se a Figura 38, é possível constatar que há um aumento do valor absoluto de $\ln(k)$ para a maioria dos segmentos analisados, ou seja, uma queda do fator k nestes segmentos. Isso representa uma suavização da bacia de deflexões e conseqüentemente uma melhor distribuição de tensões na estrutura do pavimento. Supondo queda do módulo do revestimento devido a fadiga ocorrida entre as duas medições, o mérito da melhor distribuição de tensões pode ter como causa o aumento do módulo da base devido a menor ação da umidade, aliado as maiores tensões que chegam a base devido a queda de módulo do revestimento.

Quanto ao fator n mostrado na Figura 39, segue a lógica contrária: para a maioria dos segmentos, houve aumento de n . Entretanto, como a variação de n é pouco significativa (maioria está entre 1,5 e 2) o seu efeito não é tão relevante que o efeito de k . Portanto é mantida a explicação da melhor distribuição de tensões.

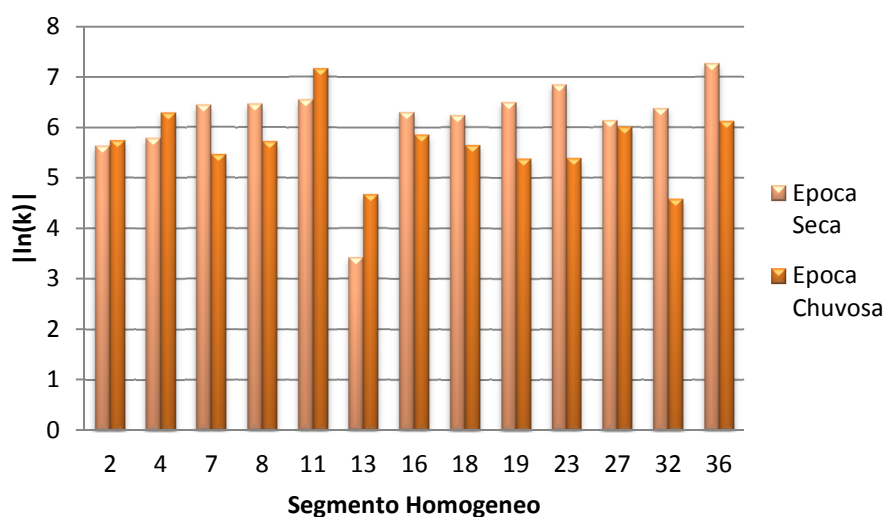


Figura 38 – Comparação do parâmetro k do ajuste da bacia de deflexões calculadas

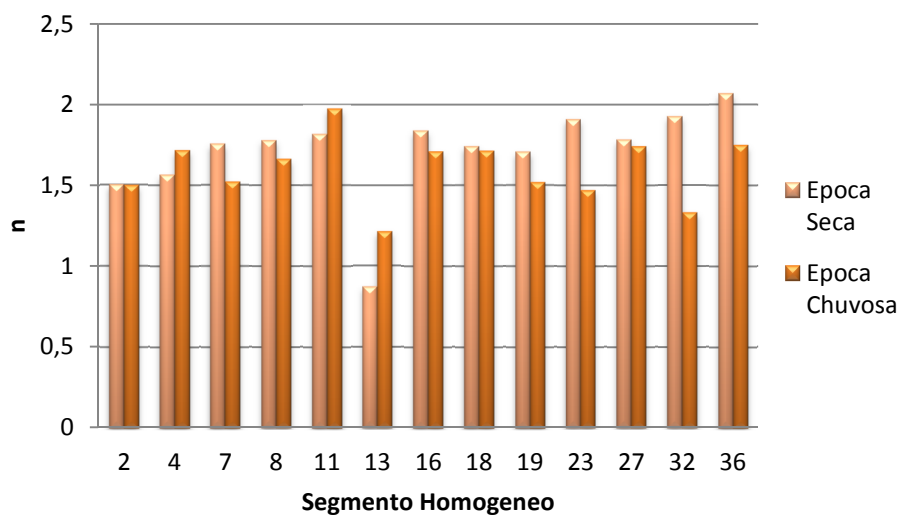


Figura 39 – Comparação do parâmetro n do ajuste da bacia de deflexões calculadas

7.3 ESTUDO DO RAIO DE CURVATURA DAS BACIAS CALCULADAS

O raio de curvatura é definido como o raio de um círculo que possui os pontos $(0,R)$ e $(25\text{cm}, R-D_0+D_{25})$, calculado segundo a equação 31:

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad \text{Equação 31}$$

onde R é o raio de curvatura em metros, D_0 é a deflexão medida no centro do carregamento em centésimos de milímetros e D_{25} é a deflexão medida a 25 cm do centro do carregamento, também em centésimos de milímetros. Quanto maior for o raio de curvatura, melhor é a distribuição de tensões no pavimento.

A Figura 40 mostra os raios de curvatura calculados das bacias calculadas para as épocas seca e chuvosa:

Observando-se a Figura 40, não existe uma época que tenha raios de curvatura maiores ou menores. Como não é considerada a bacia como um todo, não se pode ter uma noção completa do desempenho do pavimento com esse parâmetro, pois são apenas consideradas deflexões próximas ao carregamento. Tem se uma noção da influência das duas camadas inferiores, mas não fica claro como cada uma atua para o resultado.

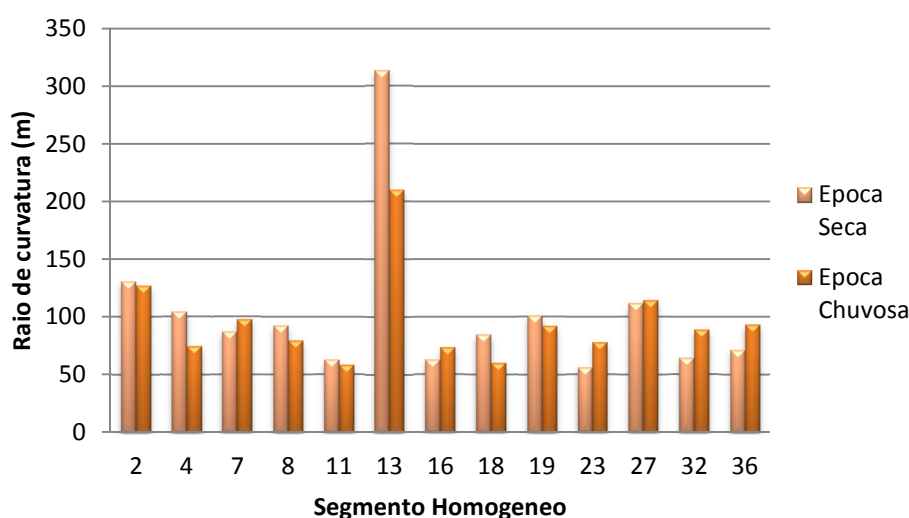


Figura 40 – Raios de curvatura das bacias calculadas

7.4 ESTUDO DOS MÓDULOS RETROANALISADOS DA BASE

A Figura 41 mostra a comparação dos módulos retroanalizados da base para as duas épocas onde os levantamentos foram realizados.

Como é visto na Figura 41, existe um considerável aumento dos módulos retroanalizados da base na época seca. Sabendo que os revestimentos da estrutura são espessos (maiores que 20 cm), o efeito da não linearidade está no fator k_1 do modelo de módulo k -teta para materiais granulares. Como este fator depende do nível de umidade, é bastante possível que o aumento do módulo está muito relacionado a não-linearidade do material da base.

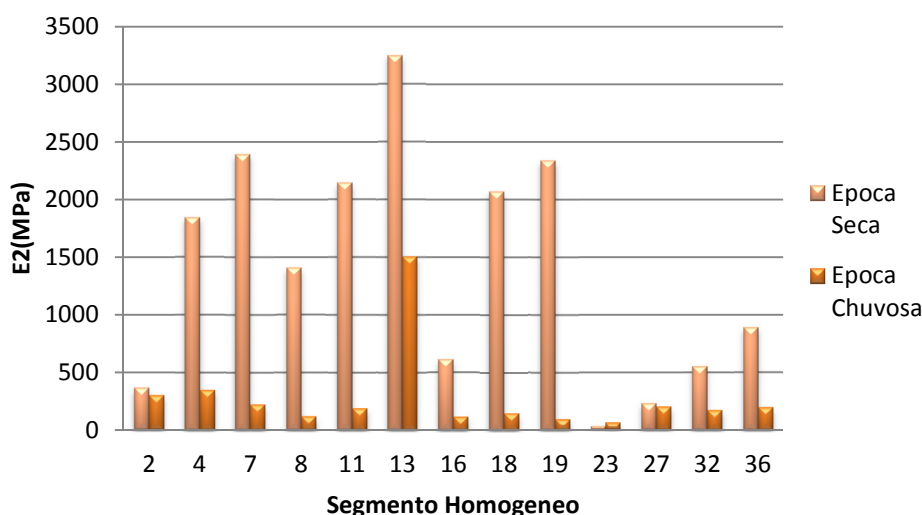


Figura 41 – Comparação dos módulos retroanalizados da base

7.5 ESTUDO DA RAZÃO MODULAR REVESTIMENTO-BASE CALCULADA

Para uma rigidez do revestimento, que depende de sua espessura e módulo, existe uma tensão pico de tração na base do revestimento. Esta tensão é aumentada quando a razão modular revestimento-base é maior, criando o famoso efeito placa de vidro sobre esponja. Uma alta razão modular se reflete na aceleração do processo de fadiga do revestimento, portanto deve ser evitada. Uma das maneiras de se atingir uma alta razão modular é pela queda do módulo da base, que pode ocorrer, por exemplo, pela ação do lençol freático no material de base.

Figura 42 mostra as razões modulares obtidas com os módulos retroanalizados para os segmentos homogêneos analisados:

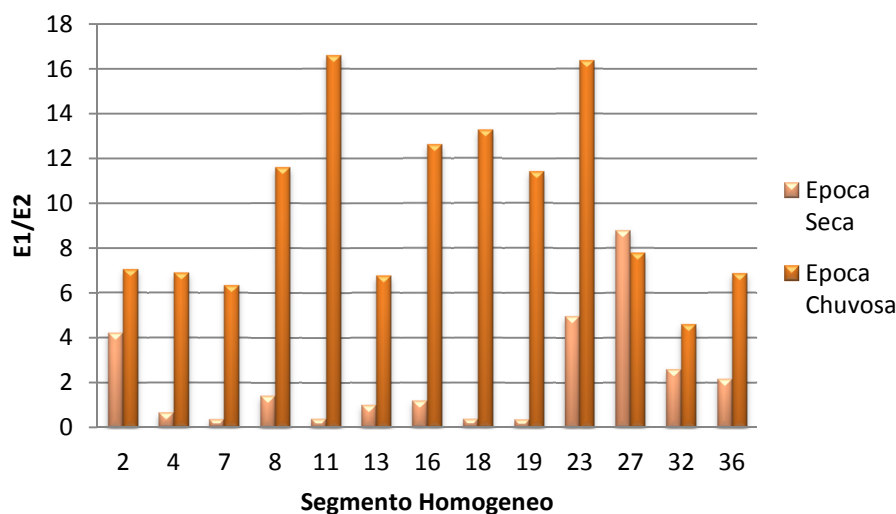


Figura 42 – Razões modulares revestimentos-base calculadas

É bastante claro ao se observar a Figura 42 que a razão modular aumentou para a quase totalidade das seções estudadas. A degradação do revestimento e o aumento do módulo da base devido a menor ação da umidade são os prováveis contribuintes para tal fato. Os revestimentos espessos fazem que as tensões que chegam à camada de base não sejam tão altas, o que provavelmente mostra o efeito da não linearidade do material em função da variação do fator k_1 do modelo k-teta.

8 ANÁLISES MECANÍSTICAS: ESTUDO DAS TENSÕES

Com o objetivo de complementar e confirmar o que foi discutido no capítulo 7, este capítulo busca, através do estudo das tensões na estrutura, fazer uma análise mais aprofundada da influência sazonal e da não-linearidade do material de base.

Para tal, duas tensões chave serão avaliadas:

- A tensão de tração na base do revestimento (TTBR): Diretamente relacionada ao fenômeno de fadiga do revestimento. Quanto maior for, mais aceleradamente se dá o processo de fadiga;
- A tensão vertical de compressão no topo do subleito (TCTSI): Tem relação com as deformações permanentes que ocorrem no subleito, causando o pior tipo de avaria no pavimento quando deformações permanentes são presentes. Quanto maior, maior é a tendência de deformações permanentes no Subleito, além de ser um indicativo de uma estrutura de pavimento não suficientemente espessa.

8.1 ESTUDO DA TENSÃO DE TRAÇÃO NA BASE DO REVESTIMENTO

A Figura 43 mostra a comparação das tensões de tração na base do revestimento (TTBR) para as épocas seca e chuvosa:

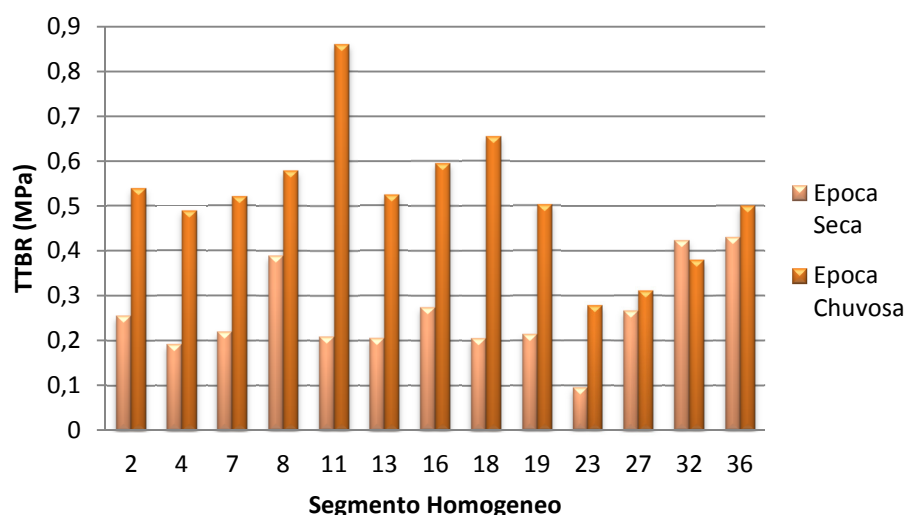


Figura 43 – Tensões de tração na base do revestimento calculadas

Observando-se a Figura 43, é notável que a TTBR é maior para a época chuvosa para a quase totalidade dos casos. Este fato vem a confirmar o que foi discutido para a razão modular discutida em 7.5, sendo visível o efeito nocivo sazonal da base no revestimento.

Entretanto, embora exista uma queda no módulo do revestimento devido a este suposto processo de aceleração de fadiga, tal fato pode afetar a tensão vertical no topo do subleito (TCTSI), pois um revestimento menos rígido não distribui bem as tensões na estrutura do pavimento. Mesmo que as análises das deflexões levem a crer contrariamente o que foi dito, é interessante a análises da TCTSI.

8.2 ESTUDO DA TENSÃO DE TRAÇÃO VERTICAL DE COMPRESSÃO NO TOPO DO SUBLEITO

A Figura 44 mostra a comparação das tensões vertical de compressão no topo do subleito (TCTSI) para as épocas seca e chuvosa:

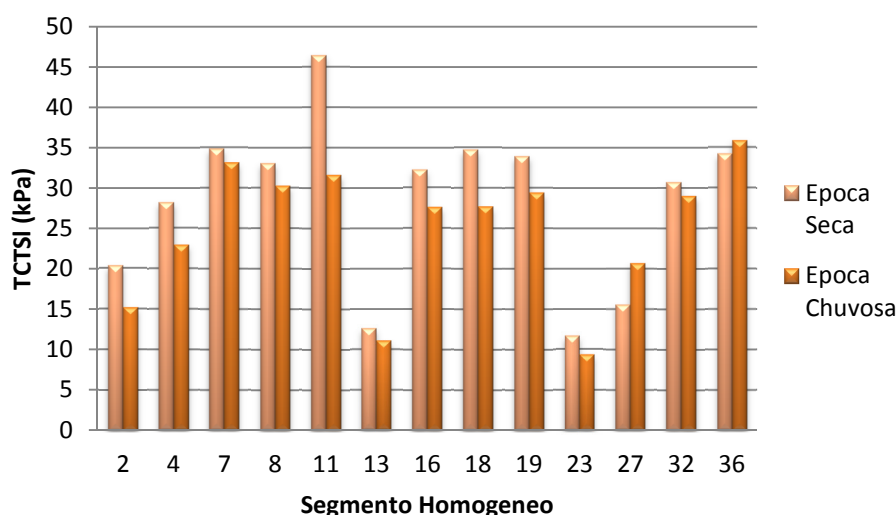


Figura 44 – Tensões verticais de compressão no topo do subleito calculadas

Como é notado na Figura 44, existe um aumento da TCTSI para os dados da epoca seca, confirmando o que foi discutido anteriormente. Isso mostra a possível influencia da não linearidade nas deformacoes permanentes de forma indireta, não pelo desempenho da camada de base, mas sim por uma eventual aceleração do processo de fadiga que por ventura ocorreu no passado, devido ao baixo módulo da base que acarreta no presente um risco de deformação permanente no subleito.

9 DISCUSSÃO SOBRE A CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES DO HDM-4

Os modelos de deformação permanente apresentados anteriormente são, em muitos aspectos, diferentes do descrito no HDM-4. A variável ΔRDP , que representa o aumento das deformações permanentes em um ano, não leva em conta resposta estruturais consideradas pelos modelos da AASHTO e modelos extraídos de ensaios de laboratório. Portanto, seria recomendável que o modelo do HDM-4 fosse calibrado com dados de campo.

Para a análise sobre a calibração do modelo de deformações permanentes do HDM-4, os seguintes dados foram considerados:

Δ RDPD, que é o aumento incremental da deformação plástica no ano de análise (mm), foi considerado como a variação do nível de deformações permanentes de Novembro de 2009 a Abril de 2010;

CDS, que é o indicador dos defeitos de construção para superfícies asfálticas, foi considerado como IGG (índice de gravidade global) levantado na rodovia em dada mais próxima ao levantamento de afundamentos de trilha de roda realizado em Novembro de 2009;

YE4, que é o número de operação de eixos padrão equivalentes ao ano (milhões/faixa), foi considerado como o somatório do número de passagens de cada categoria de veículos (ANTT) no período considerado, multiplicados pelo respectivo multiplicador da tabela de tarifas da ANTT;

As variáveis descritas acima, bem como as restantes Sh [velocidade dos veículos pesados (km/h)] e HS [espessura total de revestimento asfáltico (mm)] são vistas na Tabela abaixo. Os dados considerados se referem a Pista Norte, Faixa externa (terceira):

Tabela 22 – Parâmetros de entrada para calibração do modelo do HDM-4:

Estacas	Δ RDPD (mm)	IGG médio	Hs (cm)	Sh (km/h)	YE4 (milhões/faixa)
25+020 a 32+020	1,30	111,0	8	80	1,11
39+020 a 48+020	1,02	109,9	8	80	1,11
54+020 a 70+020	1,21	113,4	8	80	1,11

Com os dados disponíveis, é possível fazer o ajuste apenas em função da variável IGG medio, como mostrado na figura abaixo:

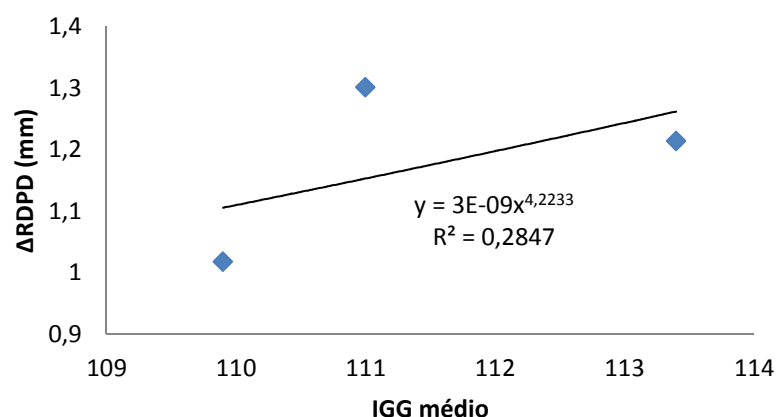


Figura 45 – juste dos pontos da Tabela 22 para calibração do modelo do HDM-4

Na calibração, encontrou-se um fator K_{rpd} (ver equação 1) de $2,652971 \times 10^{-9}$ e dependência das deformações permanentes com o IGG na potência 4,22. Este valor é diferente da dependência ao cubo vista na equação 1. Além disto, o fator K_{rpd} encontrado está multiplicado pela influencia da espessura, da velocidade e do tráfego. Como não foram levantados suficientes dados para determinação de tal fator, este não pode ser determinado.

Embora os dados de campo referente ao levantamento de deformações permanentes medidas em duas épocas diferentes tenham consistentemente possibilitado a análise do modelo, não há uma quantidade de dados que abranja todas as variáveis que o modelo do HDM-4 considera em si para que haja uma calibração adequada. Como mencionado no Capítulo 1, não há qualquer relação entre deformações elásticas e permanentes, o que não permite o uso das retroanálises para a calibração do modelo, pois se trata apenas do comportamento resiliente da estrutura.

A equação 1, que representa o modelo HDM-4, embora contemple variáveis como velocidade de passagem dos veículos, importante para materiais visco elásticos, é em essência um modelo, ainda não calibrado para a realidade brasileira. Além disto, ΔRDP representa um aumento linear das deformações permanentes ao longo de um ano, bastando multiplicar esta taxa pelo número de passagens de veículos durante o mesmo período. Em modelos mais sofisticados, o aumento não é linear, como se pode ver na variação potencial das deformações permanentes de ambas as camadas de revestimento e granular imposta pelos modelos. O modelo de Schapery (1990) é um exemplo claro disto, onde é constatado um endurecimento plástico da mistura asfáltica ao longo das aplicações dos ciclos de carga.

Uma tentativa de calibração do modelo do HDM-4 a partir de modelos da AASHTO ou qualquer outro desenvolvido ou extraído de laboratório pode resultar em fatores de calibração dependentes das variáveis que modelos sofisticados tomam em consideração. Além dos levantamentos em épocas diferentes de dados, haveriam de ser variadas as outras variáveis que compõem o modelo, como por exemplo, a velocidade dos veículos. Em campo, isto representaria medições em diferentes trechos, já impondo ao modelo uma variabilidade do regionalismo.

A pesquisa vislumbrou uma potencial calibração que não pode ser concluída face a complexidade verificada do estudo e o elevado nível de detalhamento previsto...

Por fim, o emprego do modelo do HDM-4 não é recomendado para uso e calibração, dentro do universo desta pesquisa, pela gama restrita de dados que foi coletada e pelo fato de que os dados são apenas uteis para a simulação do comportamento resiliente da estrutura, o que não tem relação alguma com o comportamento a deformações permanentes.

10 CONCLUSÕES FINAIS

A revisão bibliográfica realizada para os modelos não lineares do comportamento resiliente salienta a validade dos modelos para um comportamento elástico. Sabe-se que os materiais dito granulares podem ter um comportamento elasto-plástico e não puramente elástico. Assim, a pesquisa em questão restringiu-se a determinação de parâmetros elástico não-lineares, visto que a plasticidade de materiais de pavimentação é assunto de grande complexidade e ainda pouco pesquisado.

Além disto, a revisão bibliográfica apresentada abrangeu de forma sintética, mas ao mesmo tempo objetiva, os principais conceitos dos assuntos tratados neste relatório, de forma a fornecer uma boa fundação teórica para entendimento dos dados apresentados neste relatório. Além da revisão dos modelos não-lineares de comportamento, foram mostradas as principais formas de levantamento de deflexões, exaltando-se as vantagens do uso do FWD; os conceitos de retro-análise foram apresentados, de forma a mostrar a vantagem do uso do FWD e de como este fato facilita as retro-análises; mostraram-se as vantagens do levantamento de deformações permanentes com o do perfilômetro inercial a laser; e finalmente a importância da execução da análise mecânica e quais são os parâmetros mais importantes a serem considerados e extraídos desta;

Os dados foram coletados com sucesso ainda que tenha se antecipado a realização dos dados de FWD. Todos os resultados apresentam-se na forma adequada para as análises realizadas. As retroanálises realizadas apresentaram baixos erros médios, principalmente na época seca, o que foi potencialmente auxiliado pelas investigações em campo da estrutura dos pavimentos.

Nas análises mecânicas, não foram encontradas significativas influências dos parâmetros de não-linearidade da base granular nas estruturas de pavimento estudadas. A única exceção foi o módulo equivalente da camada granular, que mesmo assim apresentou somente uma forte dependência de k_1 , o que na verdade se tratava do parâmetro k_2 . No presente trabalho, utilizou-se de análises mecânicas através do programa EVERSTRESS 5.0 para verificar a influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos flexíveis. Em um segundo momento, foram utilizados modelos para previsão de deformações permanentes para verificar a influência da não linearidade agora nas deformações permanentes. As principais conclusões sobre a pesquisa desenvolvida aqui foram:

- O módulo de resiliência da camada de base depende fundamentalmente de maneira diretamente proporcional da constante k_1 , apresentando pouca influência de k_2 . Tal constante pode ter significativa variação sazonal, recomendando-se retroanálises em diferentes períodos para sua melhor compreensão;
- A deflexão máxima no pavimento possui dependência mais notável módulo do subleito, de maneira inversamente proporcional. Os parâmetros k_1 e k_2 são os que menos possuem influência dentro do intervalo de módulos e espessuras considerados. Tal conclusão exalta a importância do levantamento deflectométrico em diferentes épocas pluviométricas, pois as deflexões refletirão muito bem as variações na rigidez das camadas inferiores;

- O parâmetro k do ajuste das bacias deflectométricas segundo a equação 12 mostrou-se como um parâmetro eficiente para descrever como as tensões no pavimento se distribuem, possivelmente ajudando na interpretação das retroanálises a serem feitas em diferentes épocas pluviométricas;
- Para a determinação do ATR no revestimento, finalmente foi detectada influência significativa dos parâmetros k_1 e k_2 da camada granular. Quanto maiores forem os parâmetros, menor será a deformação permanente da camada, devido à formação de uma fundação rígida para o revestimento, assim evitando deformações resilientes verticais de grande magnitude. Entretanto, é ressaltado que o modelo empregado para a análise de sensibilidade gerou o pior ajuste entre todas as análises de sensibilidade da pesquisa, o que demanda maior investigação e tratamento dos resultados;

Quanto à verificação da influência no ATR da camada de base, a análise de sensibilidade não foi um modelo com acurácia suficiente para dar alguma resposta. O que foi detectado, observando-se os dados resultantes da modelagem, é uma forte influência da espessura da camada no ATR da base. Uma investigação mais aprofundada é sugerida, com modelos diferentes.

As análises de deflexões feitas utilizando o programa Abaqus® mostram alguns dados interessantes: a queda do parâmetro k na maioria dos segmentos homogêneos reflete uma distribuição melhor de tensões no pavimento, o que pode ter como causa uma melhor fundação dada pela camada de base. Tal fato é constatado pelo visível aumento do módulo da camada de base da maioria dos trechos homogêneos analisados. Também foi constatado um aumento significativo da razão modular revestimento-base, que pode ter contribuído para a queda do módulo do revestimento devido a aceleração do processo de fadiga na época chuvosa.

Executando-se a análise das tensões para as épocas seca e chuvosa, notou-se que na época chuvosa existe uma maior tensão de tração na base do revestimento. Entretanto, não é possível afirmar qual fator teve mais influência neste fenômeno: a sazonalidade, que baixou o módulo de resiliência da base, o que acontece mesmo na condição linear, ou se o alto módulo do revestimento, aliado a sua espessura, não fez com que tensões suficientes chegassem a base, provocando o baixo módulo.

Notou-se também um aumento da tensão vertical de compressão no topo do subleito, o que está indiretamente relacionada ao processo de fadiga do revestimento, que depende da razão modular e da tensão de tração na base do revestimento. Assim, surge a mesma questão de qual fator possui maior efeito: sazonalidade ou não-linearidade.

Quanto a calibração do modelo de deformações permanentes do HDM-4, sugere-se um maior número de levantamentos sejam feitos, de modo a ter dados suficientes para uma calibração consistente dos modelos, considerando as variáveis contempladas pelo modelo em questão. Além disso, tal modelo não reflete o comportamento de materiais estudado em pesquisas consagradas, portanto recomendando-se uma revisão ou atualização do modelo.

Em resumo:

- É clara a influencia sazonal do material de base no pavimento, mas não se pode afirmar qual a influência da não linearidade neste processo;
- O modelo de Uzan é aquele que melhor representa análises mecánísticas do material e este deve ser utilizado sempre que possível para uma acurada análise do pavimento.
- O uso da ferramenta de Elementos Finitos possibilita de uma forma mais precisa a modelagem do tipo de condição de contorno do pavimento, sendo que possibilita também, através de UMAT - que apesar de difícil implementação, levaram a resultados consistentemente mais precisos, modelar os materiais granulares através de modelos não lineares e permitir assim, a limitação das tensões de tração geradas no pavimento.
- A análise do tipo FEM com uso de UMAT é muito morosa e necessita elevado nível de afino técnico o que dificulta sua disseminação, ainda que seja de grande valia. Nos pavimentos pesquisados, face a camada asfáltica dominar o comportamento da estrutura, as análises comparativas realizadas deflagram uma diferença reduzida frente a análises com pavimentos de camadas granulares espessas.
- Em relação ao impacto dos parâmetros derivados dos estudos da não-linearidade percebe-se a influência na mecânica de cálculo. No entanto, seria necessário um estudo de maior escopo para verificar a evolução do desenvolvimento da trilha de roda, com dados de deflexão coletados e retroanalisados para um longo período. Assim, apesar de evidenciar a importância da não-linearidade, dados mais precisos e não relacionados ao comportamento resiliente do material são necessários para calibração do modelo do HDM-4.